



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA
CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO
DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**

Nelson Eduardo Chile Bajxac
Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, septiembre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÈQUEZ

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

NELSON EDUARDO CHILE BAJXAC
ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÈQUEZ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 4 de octubre de 2009.


Nelson Eduardo Chile Bajxac



Guatemala 15 de noviembre de 2010.
Ref.EPS.DOC.1153.11.10.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Nelson Eduardo Chile Bajxac** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200412764**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ”**.

En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing.  Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



 Archivo
JMC/ra



Guatemala, 15 de noviembre de 2010.
Ref.EPS.D.854.11.10

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Nelson Eduardo Chile Bajxac**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

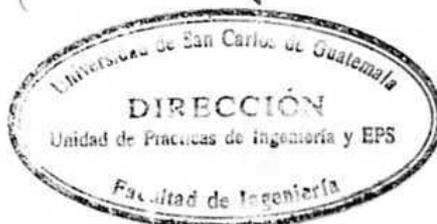
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zecena de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
7 de febrero de 2011

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Nelson Eduardo Chile Bajxac, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica

/bbdeb.



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
24 de julio de 2013

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Nelson Eduardo Chile Bajxac, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

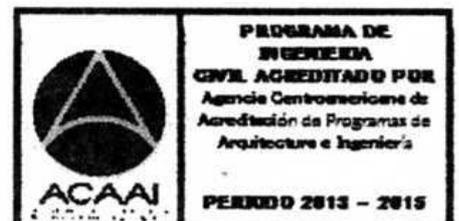

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, al trabajo de graduación del estudiante Nelson Eduardo Chile Bajxac, titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, agosto 2013

/bbdeb.

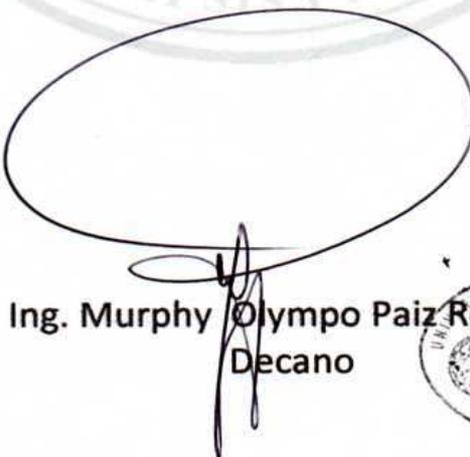
Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LAS ZONAS 2 Y 3 DE LA CABECERA MUNICIPAL Y PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ, MUNICIPIO DE SANTO DOMINGO XENACÓJ, DEPARTAMENTO DE SACATEPÉQUEZ,** presentado por el estudiante universitario **Nelson Eduardo Chile Bajxac,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, 2 de septiembre de 2013

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

- | | |
|---------------------|---|
| Dios | Por darme sabiduría y entendimiento, guiarme siempre en el buen camino y permitirme culminar tan importante etapa de mi vida. |
| Mis padres | Porque fueron de gran motivación para seguir adelante. |
| Mis hermanos | Por ser una importante influencia en mi carrera, por apoyarme en todo momento. |
| Mi esposa | Porque eres una de las personas que más me motivó a luchar para alcanzar este logro; porque tengo fe en Dios que un día como hoy estarás celebrando el mismo triunfo. |
| Mis amigos | Por su apoyo y consejos. |

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme la vida y permitirme finalizar la carrera de Ingeniería Civil.
Mis padres	José Chile y Santos Prudencia Bajxac, por enseñarme buenos principios y el sacrificio que hicieron para darme siempre lo mejor. A través de su ejemplo de padres trabajadores, me dieron fuerzas para seguir adelante.
Mis hermanos	Por apoyarme incondicionalmente a tener una carrera universitaria.
Mi esposa	Por apoyarme y enseñarme a luchar para alcanzar mis metas.
Mi asesor	Ing. Juan Merck Cos, por haberme guiado para la elaboración del presente trabajo.
Mis amigos	Por haberme motivado a seguir adelante.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por haberme formado como profesional.

	1.1.1.8.3.	Morbilidad.....	6
	1.1.1.8.4.	Mortalidad.....	7
	1.1.1.9.	Aspecto cultural.....	8
	1.1.1.9.1.	Educación.....	8
	1.1.1.9.2.	Participación y experiencia comunitaria.....	9
	1.1.1.9.3.	Instituciones existentes en la comunidad.....	9
	1.1.1.9.4.	Problemas y necesidades identificadas.....	10
1.2.		Investigación diagnóstica sobre las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos e infraestructura del sector urbano del municipio de Santo Domingo Xenacoj, departamento de Sacatepéquez.....	11
	1.2.1.	Descripción de las necesidades.....	11
	1.2.2.	Evaluación y priorización de las necesidades....	12
2.		FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL.....	13
	2.1	Diseño del sistema de alcantarillado pluvial, de las zonas 2 y 3, cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj.....	13
	2.1.1.	Descripción del proyecto.....	13
	2.1.2.	Planimetría.....	13
	2.1.3.	Altimetría.....	14
	2.1.4.	Cálculo de caudales.....	14
	2.1.4.1.	Intensidad de lluvia.....	14
	2.1.4.2.	Período de retorno.....	15

	2.1.4.3.	Tiempo de concentración.....	16
	2.1.4.4.	Determinación del área de la cuenca.....	16
	2.1.4.5.	Determinación del coeficiente de escorrentía.....	17
2.1.5.		Velocidades máximas y mínimas.....	18
2.1.6.		Fórmula de <i>Manning</i>	18
2.1.7.		Factor de rugosidad.....	19
2.1.8.		Tiempo de concentración.....	19
2.1.9.		Cálculo de cotas Invert.....	20
2.1.10.		Diámetro de tuberías.....	21
2.1.11.		Pozos de visita.....	21
2.1.12.		Normas y recomendaciones.....	22
2.1.13.		Profundidad de pozos de visita.....	22
2.1.14.		Tragantes.....	23
2.1.15.		Profundidad de tuberías.....	25
2.1.16.		Diseño hidráulico de drenaje pluvial.....	25
2.1.17.		Presupuesto de drenaje pluvial.....	35
2.1.18.		Planos de drenaje pluvial.....	37
2.1.19.		Estudio de impacto ambiental.....	37
2.1.20.		Evaluación socioeconómica.....	38
	2.1.20.1.	Valor Presente Neto.....	38
	2.1.20.2.	Tasa Interna de Retorno.....	39
3.		DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ.....	41
3.1.		Descripción del proyecto.....	41
3.2.		Criterios y especificaciones para el diseño del puente de concreto de sección de viga y losa.....	41
3.3.		Estudios preliminares.....	42

3.4.	Levantamiento topográfico.....	43
3.5.	Estudio de suelos por el método de ensayo de compresión triaxial.....	44
3.5.1.	Determinación del valor soporte del suelo.....	44
3.6.	Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes	47
3.6.1.	Método sección – pendiente.....	47
3.7.	Diseño de superestructura.....	49
3.7.1.	Diseño de losa.....	51
3.7.1.1.	Cálculo de peralte.....	51
3.7.1.2.	Integración de cargas.....	52
3.7.1.3.	Cálculo de momentos.....	52
3.7.1.4.	Cálculo de refuerzos.....	54
3.7.2.	Diseño de vigas.....	56
3.7.2.1.	Cálculo de peralte y base.....	58
3.7.2.2.	Integración de cargas.....	58
3.7.2.3.	Cálculo de momentos.....	59
3.7.2.4.	Cálculo de refuerzo.....	61
3.7.2.5.	Diseño a corte.....	63
3.7.3.	Diseño de diafragmas.....	67
3.7.3.1.	Diafragma extremo.....	67
3.7.4.	Diseño de barandal.....	69
3.8.	Diseño de la subestructura.....	76
3.8.1.	Cortina.....	76
3.8.2.	Diseño de apoyos de neopreno.....	82
3.8.3.	Estribo.....	89
3.9.	Elaboración de planos.....	97
3.10.	Elaboración de presupuesto.....	98
3.10.1.	Presupuesto para la construcción del puente vehicular.....	98

CONCLUSIONES.....	101
RECOMENDACIONES.....	103
BIBLIOGRAFÍA.....	105
APÉNDICES.....	107
ANEXOS.....	115

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Actividades económicas en Santo Domingo Xenacoj.....	4
2.	Delimitación de la cuenca.....	16
3.	Sección transversal del río.....	49
4.	Ángulo de oblicuidad.....	50
5.	Geometría de superestructura.....	51
6.	Modelo matemático viga V-1.....	52
7.	Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente.....	57
8.	Diagrama de carga viva sobre viga.....	60
9.	Diagrama de posición de camión que produce el corte máximo.....	63
10.	Relación de corte para viga.....	65
11.	Detalle de armado de viga.....	66
12.	Detalle de sección de viga.....	67
13.	Detalle de armado de diafragma.....	69
14.	Diagrama de carga y punto de aplicación para diseño de barandal.	70
15.	Diagrama de cargas para diseño de postes.....	72
16.	Diagrama de falla balanceada, para comprobación de armado de poste de barandal con refuerzo No. 4.....	74
17.	Geometría de cortina y viga de apoyo.....	76
18.	Sección de cortina y viga de apoyo.....	77
19.	Detalle armado de cortina y viga de apoyo.....	82
20.	Gráficos de compresión para SHORE 60 y 50.....	86
21.	Detalle de apoyo de neopreno.....	89
22.	Geometría y diagramas de presiones en estribo.....	90

23.	Geometría y diagramas de presiones en obras de aletones.....	95
-----	--	----

TABLAS

I.	Datos de morbilidad en Santo Domingo Xenacoj 1.....	7
II.	Datos de mortalidad en Santo Domingo Xenacoj 2.....	8
III.	Principales coeficientes de escorrentía.....	17
IV.	Diseño hidráulico de alcantarillado pluvial.....	31
V.	Cuadro presupuestario de alcantarillado pluvial.....	36
VI.	Dureza Shore para elastómeros.....	84
VII.	Resultado de fuerzas aplicadas al estribo.....	90
VIII.	Resultado de las fuerzas estabilizantes en el estribo.....	91
IX.	Resultado de las fuerzas por sismo aplicadas al estribo.....	93
X.	Resultado de fuerzas aplicadas al muro de gravedad, aletones.....	95
XI.	Resultado del cálculo de momento estabilizantes en el muro de protección, aletones.....	96
XII.	Resumen presupuestario puente vehicular.....	99

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo
As	Área de acero
b	Base
Q	Caudal
Cu	Cohesión del suelo
Vcm	Corte por carga muerta
Vcv	Corte por carga viva
Vu	Corte último
D	Deslizamiento
t	Espesor de losa
I	Impacto
Mcm	Momento por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
Mu	Momento último
P	Presión máxima sobre el suelo
fy	Resistencia nominal del acero
f'c	Resistencia nominal del concreto
T	Toneladas

GLOSARIO

Altimetría	La altimetría es la parte de la topografía que estudia el conjunto de métodos y procedimientos para determinar y representar la altura; también llamada "cota".
AASHTO	Asociación Oficial Americana de Carreteras y Transportes.
ACI	Instituto Americano del Concreto.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura.
Carga última	Suma de la carga viva y carga muerta, amplificadas por un factor de seguridad.
Carga viva	Carga no permanente aplicada en una estructura.
Caudal	Es la cantidad de fluido que pasa por algún lugar en una unidad de tiempo.
Concreto armado	Elemento homogéneo obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua, combinado con acero.

Concreto ciclópeo	Material de construcción, obtenido de la mezcla de cemento, arena, grava y agua. El material pétreo es muy grueso (piedra bola).
Cota de cimentación	Altura donde se construyen los cimientos referidos a un nivel determinado.
DGC	Dirección General de Caminos.
EPS	Ejercicio Profesional Supervisado.
Levantamiento topográfico	Serie de trabajos para poder determinar la ubicación, tamaño y forma de un área determinada.
Planimetría	Parte de la topografía que fija posiciones de puntos proyectados en un plano horizontal, sin importar sus elevaciones.
Sobrecarga	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
Subestructura	Es una conjunto de elementos, que han sido diseñados para soportar a la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación se refiere a un diseño de alcantarillado pluvial para las zonas 2 y 3 de la cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj. Este proyecto nace como consecuencia de una evaluación de necesidades, ya que las aguas corren por las calles y causan diferentes tipos de enfermedades, arrastrando basura y otros, provocando acumulación de lodos, baches y sobre todo deterioro.

Así también en el sector Panucá, ubicado a 2 kilómetros de la cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj, no se cuenta con un acceso vehicular sobre el río, lo que hace difícil el transporte de productos agrícolas de este sector hacia la cabecera municipal y otros lugares.

Como solución se tiene el diseño de un puente vehicular de concreto armado de una vía, con una longitud de 12 metros y 3,25 metros de ancho de rodadura, más banquetas de 0,70 metros.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de alcantarillado pluvial de las zonas 2 y 3 de la cabecera municipal y puente vehicular en el sector Panucá, municipio de Santo Domingo Xenacoj, departamento de Sacatepéquez.

Específicos

1. Realizar la investigación monográfica y un diagnóstico de servicios básicos e infraestructura, del sector urbano del municipio de Santo Domingo Xenacoj, departamento de Sacatepéquez.
2. Elaborar el diseño del puente vehicular, para mejorar la infraestructura de comunicación.
3. Impulsar el desarrollo del lugar, mejorando las condiciones de vida, y proponiendo la ejecución del sistema de alcantarillado pluvial.
4. Capacitar al personal de la Oficina Municipal de Planificación de la Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, sobre aspectos de operación y mantenimiento de alcantarillados (sanitario y pluvial).

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación contiene el desarrollo de los proyectos: diseño de puente vehicular en el sector Panucá y alcantarillado pluvial para las zonas 2 y 3, municipio de Santo Domingo Xenacoj, departamento de Sacatepéquez.

Se elaboró un diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio, el cual sirvió para priorizar los problemas que afectan a la población y analizar las soluciones que se pretenden implementar con los proyectos.

En el capítulo uno se presenta la fase de investigación, la cual contiene una monografía y el diagnóstico sobre las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos e infraestructura del sector urbano del municipio.

En los capítulos segundo y tercero, se incluyen los diseños del sistema de alcantarillado pluvial de las zonas 2 y 3, cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj y del puente vehicular en el sector Panucá. En la parte final se presentan las conclusiones y recomendaciones, así como los planos de ambos proyectos.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Santo Domingo Xenacoj

La monografía es una descripción general del municipio de Santo Domingo Xenacoj, departamento de Sacatepéquez, y representa la información importante relacionada con la comunidad en los ámbitos siguientes.

1.1.1. Generalidades

Se describe el origen del nombre del municipio, su ubicación y localización, extensión territorial, clima, vías de comunicación y su reseña histórica.

1.1.1.1. Nombre de la comunidad

El origen del nombre de Santo Domingo Xenacoj, se divide en dos partes, una de raíz española que se refiere a Santo Domingo y otra parte de antecedentes indígenas que se refiere Xenacoj.

En cuanto a la palabra Xenacoj, es un vocablo compuesto del idioma kaqchikel, integrado por dos palabras: “*Xena*” que quiere decir debajo del cerro, y “*Coj*” que significa león, por lo que su significado es “El león debajo del cerro”, lo cual concuerda plenamente con la realidad, ya que el pueblo de Santo Domingo Xenacoj, se encuentra establecido al pie del cerro llamado Nacoj. Algunos historiadores argumentan que en este lugar no existieron leones, pero al investigar, personas ancianas oriundas del lugar afirman que en este lugar sí

existían leones; mientras que otros indican que posiblemente se confundían a los pumas o leopardos con los leones, animales que sí existieron en esta zona.

1.1.1.2. Ubicación y localización

El municipio de Santo Domingo Xenacoj, está ubicado en el departamento de Sacatepéquez, a 45 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala (vía carretera Interamericana), y a 25 kilómetros de la cabecera departamental de Sacatepéquez (Antigua Guatemala), a una altura de 1 830 metros sobre el nivel del mar.

1.1.1.3. Extensión territorial

El municipio de Santo Domingo Xenacoj tiene una extensión territorial de 37 kilómetros cuadrados. Las colindancias son: al norte, con los municipios de San Juan Sacatepéquez, del departamento de Guatemala, y El Tejar, del departamento de Chimaltenango; al oriente, con los municipios de San Juan Sacatepéquez y San Pedro Sacatepéquez, ambos del departamento de Guatemala; al sur, con el municipio de Santiago Sacatepéquez, del departamento de Sacatepéquez; al poniente, con el municipio de Sumpango, del departamento de Sacatepéquez.

1.1.1.4. Clima

Su clima es templado y semifrío, debido a su ubicación, ya que se encuentra entre cerros.

1.1.1.5. Vías de comunicación

Cuenta con 2 vías de acceso, ambas pavimentadas; una de 5 kilómetros que comunica al kilómetro 40 de la carretera interamericana, y la otra de 9 kilómetros, que comunica con el municipio de San Pedro Sacatepéquez, del departamento de Guatemala.

1.1.1.6. Reseña histórica

Santo Domingo Xenacoj se caracteriza principalmente por su cultura maya, perteneciente a la etnia maya kaqchikel.

La fundación del pueblo de Santo Domingo Xenacoj data de 1580; fue establecido por Fray Benito de Villacañas, quien junto con los indígenas de San Pedro Sacatepéquez, llegaron a estas tierras para impedir que un hacendado español se apoderara de ellas y las tomara en encomienda, por lo que rústicamente construyeron casas y una iglesia, colocándole campana y habitando las casas construidas. Cuando el español llegó a este lugar, se sorprendió al encontrar casas en el territorio que pretendía ocupar, por lo desistió de apoderarse del mismo.

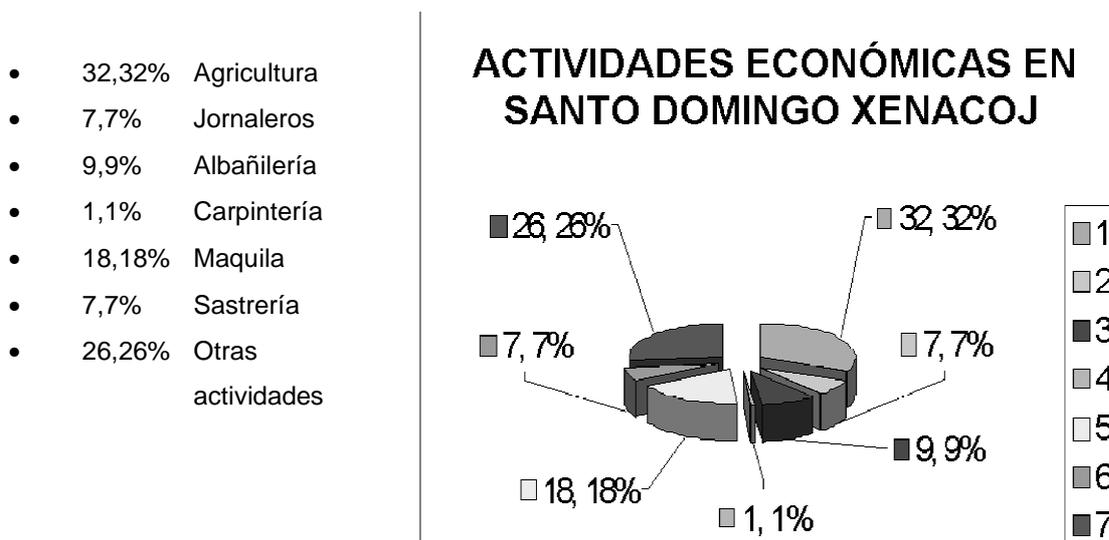
1.1.1.7. Actividades socioeconómicas

Estas actividades permiten la generación de riqueza dentro de la comunidad mediante la transformación y distribución de recursos o de algún servicio, teniendo como fin la satisfacción de las necesidades humanas.

1.1.1.7.1. Breve descripción de las actividades productivas de la comunidad

En el municipio de Santo Domingo Xenacoj se presentan varias actividades económicas; sin embargo, la principal ocupación de sus habitantes continúa siendo la agricultura, actividad que predomina sobre las demás, sobresaliendo cultivos de hortalizas que son de muy buena calidad. Seguido de la agricultura, el trabajo en las maquiladoras poco a poco ha ido tomando auge, incrementándose de tal manera que, actualmente ocupa el segundo lugar de preferencia laboral, principalmente entre los jóvenes, que ante la falta de otras oportunidades de empleo, han encontrado en las maquilas una opción de ocupación laboral.

Figura 1. Actividades económicas en Santo Domingo Xenacoj



Fuente: elaboración propia.

1.1.1.8. Salud

El municipio cuenta con los servicios siguientes:

- Centro de salud pública
- Clínicas médicas privadas
- Estación de bomberos

1.1.1.8.1. Condiciones sanitarias

El municipio cuenta con rellenos sanitarios, a 3 kilómetros de distancia de la cabecera, como tratamiento de desechos sólidos; se tienen algunas calles pavimentadas, sistemas de alcantarillados, centro de salud y un tren de aseo para las calles de la comunidad.

También se llevan a cabo varios programas de salud, en los cuales se involucra el personal del Centro de Salud Pública, para prevenir a la población acerca de los síntomas y consecuencias que pueden tener algunas enfermedades, siendo muy importante, ya que se trabaja preventivamente en educación sobre la salud, evitando consecuencias fatales provocadas por falta de orientación.

1.1.1.8.2. Natalidad

La tasa de natalidad es una medida de cuantificación de la fecundidad, que se refiere a la relación que existe entre el número de nacimientos ocurridos en cierto período y la cantidad total de efectivos del mismo período. El lapso es casi siempre de un año, y se puede leer como el número de nacimientos de una población por cada mil habitantes en un año.

Para el municipio, según estadísticas, en el año 2009 se tiene la siguiente información:

$$b = \frac{B}{P} * 1\ 000$$

Donde:

b: Tasa bruta de natalidad

B: Número total de nacimientos (en un período de tiempo)

P: Población total

Dados estos parámetros se encuentra que:

B = 250 nacimientos (anual)

P = 13500 habitantes hasta el año 2008

$$b = \frac{250}{13\ 000} * 1\ 000$$

$$b = 20$$

Esto corresponde al número de nacidos vivos por cada 1 000 habitantes.

1.1.1.8.3. Morbilidad

Se refiere a los efectos de una enfermedad en la población, en el sentido de la proporción de personas que la padecen, en un sitio y tiempo determinado, para Santo Domingo Xenacoj, se tienen los siguientes datos.

Tabla I. **Datos de morbilidad en Santo Domingo Xenacoj 1**

No.	Enfermedad	Masculinos	Femeninos	Total
1	Infección respiratoria	287	535	822
2	Enfermedades de la piel	102	254	356
3	Diarreas agudas	54	127	181
4	Gastritis	27	132	159
5	Cefalea (dolor de cabeza)	14	111	125
6	Infección intestinal	20	74	94
7	Bronconeumonía	28	52	80
8	Artritis	11	66	77
9	Conjuntivitis	15	49	64
10	Infección tractourinaria	4	39	43
11	Otras causa	45	105	150
	TOTALES	607	1 544	2 151

Fuente: elaboración propia.

1.1.1.8.4. Mortalidad

Es el indicador demográfico que señala el número de defunciones de la población por cada mil habitantes, durante un período de tiempo determinado, generalmente de un año. Usualmente es denominada mortalidad; a continuación se presenta una tabla con los datos de mortalidad general del municipio.

Tabla II. Datos de mortalidad en Santo Domingo Xenacoj 2

MORTALIDAD GENERAL				
No.	Causa de la muerte	Masculinos	Femeninos	Total
1	Bronconeumonía	7	0	7
2	Paro cardio-respiratorio	4	1	5
3	Asfixia	5	1	6
4	Deshidratación	1	2	3
5	Trauma encefálico	1	1	2
6	Mortinato	1	0	1
7	Insuficiencia cardíaca	1	0	1
8	Estatutos epilépticos	1	0	1
9	Fiebre	1	0	1
10	Otras causas	1	2	3
	TOTALES	23	7	30

Fuente: elaboración propia.

1.1.1.9. Aspecto cultural

A continuación se describen aspectos educativos y culturales del municipio.

1.1.1.9.1. Educación

En el municipio de Santo Domingo Xenacoj, la educación está cubierta hasta el nivel medio, también llamado ciclo básico; por lo que no cuenta con educación de diversificado y universitaria, debiendo trasladarse las personas a

los municipios más cercanos. Cuenta con instituciones nacionales y privadas, que brindan una educación en varias jornadas, también centros educativos los fines de semana.

1.1.1.9.2. Participación y experiencia comunitaria

En cuanto a política, la comunidad tiene autoridades locales, tanto administrativas como oficiales, entre las cuales encuadran las municipales y del sistema de justicia; se tiene autoridades tradicionales en la comunidad, refiriéndose expresamente hacia las autoridades indígenas, y luego a organizaciones no gubernamentales que colaboran con el bienestar y el desarrollo de la comunidad.

Existen ligas para los diferentes deportes, como futbol, basquetbol, atletismo, ciclismo y boxeo, las cuales anualmente han tenido participaciones dentro de la comunidad y fuera de ella, siendo estas competencias departamentales y nacionales. Puede mencionarse la elección de representantes de belleza, a nivel municipal y departamental.

1.1.1.9.3. Instituciones existentes en la comunidad

Existen dentro de la comunidad instituciones privadas, nacionales y gubernamentales; abarcando varias áreas de servicio, atendiendo las principales necesidades de la población, siendo la mayoría de infraestructura. A continuación se mencionan algunas:

- Edificio municipal

- Establecimientos educativos
- Biblioteca
- Museo parroquial
- Estación de Bomberos Municipales
- Policía Nacional Civil
- Juzgado de Paz

1.1.1.9.4. Problemas y necesidades identificadas

Muchos de los problemas dentro de la comunidad son de carácter social, sin embargo existen también necesidades en cuanto a infraestructura y ordenamiento. Entre lo social se puede mencionar:

- Conflictos políticos
- Alcoholismo
- Vagancia: derivado del alcoholismo
- Violencia intrafamiliar
- Pobreza y analfabetismo

En cuanto a infraestructura:

- Conflictos ambientales: en relación con contaminaciones hídricas, visuales o auditivas
- Vías de comunicación
- Falta de lugares recreativos
- Ordenamiento vial
- Centros educativos adecuados
- Mantenimiento de los servicios de alcantarillados

1.2. Investigación diagnóstica sobre las necesidades prioritarias en cuanto a servicios básicos e infraestructura del sector urbano del municipio de Santo Domingo Xenacoj, departamento de Sacatepéquez

A continuación se describen las necesidades básicas para el sector urbano del municipio.

1.2.1. Descripción de las necesidades

- **Puente vehicular:** debido al incremento de transporte de productos agrícolas del sector Panucá, hacia la cabecera municipal, se hace necesario la construcción de un puente vehicular.
- **Alcantarillado pluvial:** en cuanto a contaminaciones hídricas, la población de las zonas 2 y 3 no cuenta con alcantarillado pluvial. Las aguas corren a flor de tierra, lo que genera problemas de inundaciones y deterioro de calles.
- **Falta de lugares recreativos:** como una forma de distracción y recreación, la falta de centros recreativos repercute en la sociedad, por lo que la juventud emplea su tiempo en vicios, al no encontrar una distracción adecuada.
- **Ordenamiento vial:** el crecimiento poblacional hace necesario establecer parámetros dentro de la comunidad sobre vialidad, dimensiones de las calles y tránsito vehicular.

- Reparación de centros educativos: la comunidad cuenta con centros educativos, sin embargo algunos de estos, requieren de mantenimiento y reparaciones, para que estén en condiciones de habitabilidad.
- Mantenimiento de los sistemas de alcantarillados: en época de lluvia, el sistema de alcantarillado no se da abasto, a tal grado que las tuberías colapsan por el exceso de caudal, además; el período para el cual fue diseñado, está llegando a su final.

1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades

De acuerdo con los criterios tanto la municipalidad como de los COCODES, se determinó la priorización siguiente:

- Puente vehicular
- Sistema de alcantarillado pluvial
- Mantenimiento de alcantarillados
- Ordenamiento vial
- Mejora en centros educativos
- Relleno sanitario adecuado
- Creación de lugares recreativos

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño del sistema de alcantarillado pluvial, de las zonas 2 y 3, cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj

Se diseñó el proyecto sistema de alcantarillado pluvial para beneficiar a las zonas 2 y 3, cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj, debido a que las aguas pluviales deterioran las calles y producen problemas de inundaciones.

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar el sistema de alcantarillado pluvial, para las zonas 2 y 3 de la cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj; estará conformado por tuberías de concreto de diferentes diámetros, pozos de vista de ladrillo tayuyo y canales con rejillas metálicas y tragantes, para conducir las aguas pluviales de las calles, al desfogue que se ubicará en la primera calle final de la zona 2.

2.1.2. Planimetría

El levantamiento topográfico planimétrico se realizó a través del método de conservación de azimut con vuelta de campana; el equipo utilizado fue el siguiente:

- Teodolito WILD T1
- Estadal metálico
- Cinta métrica de 25 metros

- Cinta métrica metálica de 5 metros

2.1.3. Altimetría

Se realizó aplicando un levantamiento de tipo taquimétrico; el equipo utilizado fue:

- Teodolito WILD T1
- Estadal metálico
- Cinta métrica de 25 metros
- Cinta métrica metálica de 5 metros

2.1.4. Cálculo de caudales

A continuación se describen los diferentes aspectos que deben tomarse en cuenta para el cálculo de caudales.

2.1.4.1. Intensidad de lluvia

Se determina de acuerdo con las fórmulas para los diferentes lugares; se adoptó la siguiente fórmula, para un periodo de diseño de 20 años.

$$I = \frac{4604}{t_c + 24}$$

Esta fórmula se obtuvo del reglamento para diseño y construcción de drenajes, capítulo II, sección 201-b.

Donde:

t_c = tiempo de concentración en minutos, tomando $t_c = 12$ minutos para el tramo inicial.

$$I = \frac{4\,604}{12 + 24} = 127,89 \text{ mm/h}$$

Debido a que en el municipio de Santo Domingo Xenacoj no existe una estación meteorológica, se tomó la estación más cercana que se localiza en el municipio de Guatemala, considerando que la diferencia de alturas es de 300 m y el clima es bastante similar.

2.1.4.2. Período de retorno

Es uno de los parámetros más significativos que debe ser tomado en cuenta, en el momento de dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas. Generalmente es expresado en años y puede ser entendido como el número de años en que se espera se repita un cierto caudal, o un caudal mayor. Este proyecto se diseñará para un periodo de 20 años.

Por otro lado, si un evento tiene un periodo de retorno real de t_p años, la probabilidad P de que dicho evento se presente o sea superado en un año determinado es:

$$P = \frac{1}{t_p}$$

$$P = \frac{1}{20} = 0,05(100) = 5\%$$

La probabilidad de que este evento se presente anualmente es de 5%.

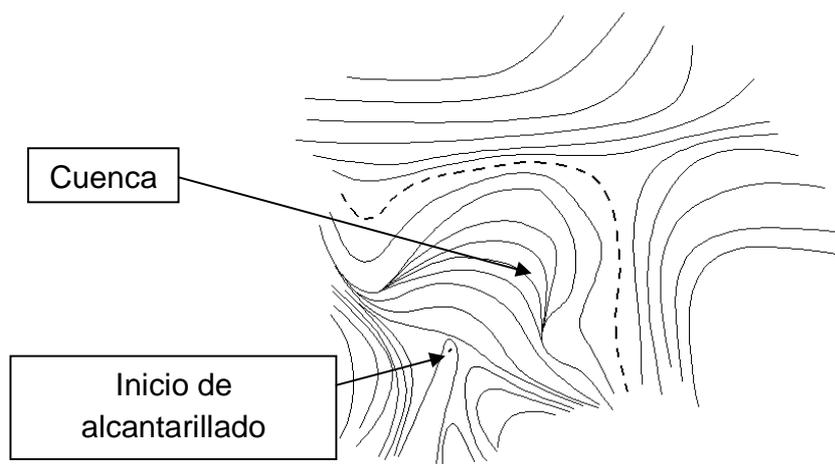
2.1.4.3. Tiempo de concentración

Es el tiempo que emplea el agua superficial para descender desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto en estudio. El tiempo de concentración en tramos iniciales será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12 minutos.

2.1.4.4. Determinación del área de la cuenca

La delimitación de la cuenca se hará con base en mapas cartográficos, tomando en consideración las elevaciones máximas que delimitan la cuenca. El área a calcular será en hectáreas. Se marcarán las elevaciones máximas, para luego calcular el área por medio de aparatos de precisión.

Figura 2. **Delimitación de cuenca**



Fuente: elaboración propia.

Delimitando la cuenca y calculando, se obtuvo que el área es de 0,40 hectáreas.

2.1.4.5. Determinación del coeficiente de escorrentía

Se define como el porcentaje de agua total llovida, que se desplaza por la superficie terrestre por acción de la gravedad, pues no todo el volumen de precipitación drena por medio de la alcantarilla natural o artificial. Esto se debe a la evaporación, infiltración, pequeñas depresiones en el suelo, etc.

Tabla III. Principales coeficientes de escorrentía

Tipo de superficie	c
Techos	0,70 – 0,95
Pavimento de concreto y asfalto	0,85 – 0,90
Empedrados y adoquinados en buenas condiciones	0,75 – 0,85
Empedrados y adoquinados en malas condiciones	0,40 – 0,70
Calles y aceras de grava	0,15 – 0,30
Calles sin pavimento y lotes baldíos	0,10 – 0,30
Parques, canchas, jardines, prados, etc.	0,05 – 0,25
Bosques y tierra cultivada	0,01 – 0,20

Fuente: MUÑOZ, Héctor. Diseño de: pavimento rígido, drenaje pluvial, drenaje sanitario y tratamiento de aguas negras del caserío Candelaria Xecao, Quetzaltenango. p. 21.

2.1.5. Velocidades máximas y mínimas

Se debe diseñar de modo que la velocidad mínima del flujo para la tubería de concreto, trabajando a cualquier sección, sea de 0,6 m/s. La velocidad máxima será de 3 m/s, ya que velocidades mayores causan efectos dañinos en las tuberías.

2.1.6. Fórmula de Manning

La fórmula de Manning es apta para el cálculo de la velocidad del agua en canales abiertos y tuberías; estas deben corresponder al rango de velocidades adoptados por el reglamento del INFOM.

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

De donde:

V = velocidad media del agua medida en m/s

n = coeficiente de rugosidad depende del tipo de tubería

R = radio hidráulico

S = pendiente de la tubería

La siguiente fórmula se aplica para la obtención de diámetros en pulgadas.

$$V = \frac{0,03429 * \phi^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

2.1.7. Factor de rugosidad

La rugosidad de las paredes de las tuberías es función del material con que están contruidos, el acabado de la superficie y el tiempo de uso. La variación de este parámetro es fundamental para el cálculo hidráulico y el buen desempeño de las obras hidráulicas.

El factor de rugosidad utilizado en este proyecto será de 0,013; que es el adoptado en tuberías de concreto.

2.1.8. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está dado en minutos, en tramos iniciales será igual al tiempo de entrada y se estimará en 12 minutos, para tramos consecutivos, de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$t_2 = t_1 + \frac{L}{60 * V_1}$$

Donde:

t_1 = tiempo de concentración en el tramo anterior, en minutos

L = longitud del tramo anterior, en metros

V_1 = velocidad media del agua, en metros sobre segundo

Para tramos concurrentes, t_1 se tomará de mayor tiempo de concentración.

A modo de ejemplo se tienen los siguientes tramos:

PV-1 a PV-2

$$t_1 = 12$$

PV-2 a PV-3

$$V = 5,51 \text{ m/s}$$

$$t_1 = 12$$

$$L = 59,75$$

$$t_2 = t_1 + \frac{L}{60 * V_1} = 12 + \frac{59.75}{60 * 5.51} = 12,18$$

Para el siguiente tramo se tomará el valor de t_1 igual a 12,18.

2.1.9. Cálculo de cotas Invert

Es la distancia entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior de la tubería, considerando que la cota invert sea igual al recubrimiento mínimo necesario de la tubería.

Se debe tomar en cuenta para el cálculo de cotas invert, que la cota invert de salida de un pozo se coloca, como mínimo, tres centímetros más baja que la cota invert de llegada, de la tubería más baja. Las cotas invert de entrada y de salida se calculan de la siguiente manera:

$$CIS1 = CT - Hp1$$

$$CIE = CIS1 - S\%DH$$

$$\text{CIS2} = \text{CIE2} - 0,03 \text{ m}$$

Donde:

CIS1 = Cota invert de salida del pozo de visita 1

CT = Cota de terreno

Hp1 = Altura del pozo de vista 1

CIE2 = Cota invert de entrada del pozo de vista 2

CIS2 = Cota invert de salida del pozo de vista 2

S% tubo = Pendiente de la tubería

DH = Distancia horizontal entre pozos

2.1.10. Diámetro de tuberías

Tomando en consideración lo que indica el Instituto de Fomento Municipal (INFOM), se utilizan diámetros según el requerimiento de flujo para evitar sedimentaciones; el diámetro mínimo a utilizar es de 12", para tubería de concreto.

2.1.11. Pozos de visita

Como un elemento principal en la construcción de sistemas de alcantarillados, tanto pluvial como sanitario, están los pozos de visita; estos se colocan cada vez que la tubería cambia de diámetro o pendiente; nunca deben estar separados a una distancia mayor a 100 metros, en el inicio de ramal.

También se deben utilizar disipadores, cuando la diferencia de alturas entre tubería de entrada y tubería de salida, sea mayor a 0,70 metros.

2.1.12. Normas y recomendaciones

- No se usarán tuberías de diámetro menor a 12 plg.
- La mayor distancia entre pozos de visita será de 100 m.
- Deben usarse pozos de visita, donde exista cambio de diámetro, de pendiente y de dirección de tuberías.
- Las uniones de los tubos se harán con mortero de cemento y arena de río en proporción 1:3.
- Las paredes de los pozos de visita deben ser construidos con ladrillo tayuyo de barro cocido, unidos con mortero de cemento y arena en proporción 1:3, revestidos en su interior con un enlucido del mismo mortero, de un espesor mínimo de 2,5 cm.

Los pozos de visita fueron diseñados con base en estas recomendaciones.

2.1.13. Profundidad de pozos de visita

Los pozos de visita varían en cuanto a su diámetro y altura; esto se debe a varios factores, entre los cuales están:

- Pendiente del terreno

- Topografía del terreno
- Caudal de diseño
- Ubicación del pozo
- Tubos que contribuyen al pozo
- Cotas de entrada al desfogue o descarga

2.1.14. Tragantes

Sirven para la recolección de las aguas pluviales, que corren por las calles. En este caso los tragantes se diseñarán de ladrillo tayuyo de barro cocido, reforzado con pines y canales de rejillas metálicas.

Cálculo de dimensiones de tragante:

De PV1 – PV2

Donde:

S% longitudinal = 10,83% (pendiente longitudinal de la calle)

S% transversal = 3% (pendiente transversal de la calle)

Y = 0,10 m (alto de bordillo en metros)

n = 0,016 (rugosidad)

H = 0,25 m (ancho de rejilla)

$\rho = 1''$ (espesor de metal)

$$B = \frac{Y}{S\% \text{ transversal}} = \frac{0,10 \text{ m}}{3\%} = 3,33 \text{ m}$$

$$B' = \sqrt{B^2 + Y^2} = \sqrt{3,33^2 + 0,10^2} = 3,3348 \text{ m}$$

Cálculo de caudal:

$$Q_1 = \frac{1}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S^{1/2} A = \frac{1}{0,016} \left(\frac{3 * 0,10}{2(0,10 + 3,3348)} \right)^{2/3} (10,83\%)^{1/2} \left(\frac{3 * 0,10}{2} \right)$$

$$Q_1 = 0,4560 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Cálculo de gasto que no pasa por la rejilla:

$$\frac{0,10}{3,33} = \frac{Y'}{3,33 - 0,25}$$

$$Y' = 0,0925 \text{ m}$$

$$Q_2 = \frac{1}{n} \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S^{1/2} A = \frac{1}{0,016} \left(\frac{3,083 * 0,0925}{2(0,0925 + 3,083)} \right)^{2/3} (10,83\%)^{1/2} \left(\frac{3,083 * 0,0925}{2} \right)$$

$$Q_2 = 0,3705 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_i = Q_1 - Q_2 = 0,4560 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0,3705 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 0,0855 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Cálculo de área transversal:

$$A_1 = \frac{1}{2} (b_1 + b_2) * H = \frac{1}{2} (0,10 + 0,0925) * 0,25 = 0,024 \text{ m}^2$$

Cálculo de velocidad de caudal:

$$V = \frac{Q_i}{A_1} = \frac{0,0855 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,024 \text{ m}^2} = 3,55 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Cálculo de ancho de rejilla:

$$Y_1 = \frac{0,10}{2} + 1" * 0,0254 = 0,0754$$

$$Y_2 = \frac{1}{2}(Y_1 + \text{bordillo}) + \text{alto de metal} = \frac{1}{2}(0,0754 + 0,10) + 1 * 0,0254 = 0,1131$$

$$X = 0,91 * V * \sqrt{Y_2} = 0,91 * 3,55 * \sqrt{0,1131} = 1,09 \text{ m}$$

Las dimensiones de ancho y largo de rejilla para este tramo en particular, son de 0,25 m y 1,09 m respectivamente. Ver tabla resumen en apéndice 3.

2.1.15. Profundidad de tuberías

La profundidad mínima de coronamiento de la tubería, respecto de la superficie del terreno debe ser tal, que el espesor del relleno evite el daño a los conductos ocasionados por las cargas vivas y de impacto.

En el apéndice 2 se muestran las profundidades mínimas de tuberías; para este proyecto es de 1,41 metros para un tráfico normal.

2.1.16. Diseño hidráulico de drenaje pluvial

A continuación se presenta el procedimiento seguido para el diseño de este proyecto, del pozo de visita PV₁ al PV₂ del tramo 1; a manera de ejemplo, en el cuadro resumen se presenta el diseño hidráulico completo.

Para calcular el coeficiente de escorrentía, se adopta un coeficiente 0,15, que corresponde a calles sin pavimento y lotes baldíos.

El cálculo de intensidad de lluvia se realizó de la manera siguiente: la intensidad se tomó con una probabilidad de ocurrencia de 20 años, según la siguiente fórmula:

$$I = \frac{4\,604}{t_c + 24}$$

Donde:

t_c = tiempo de concentración en minutos, tomando $t_c = 12$ minutos, para el tramo inicial.

$$I = \frac{4\,604}{12 + 24} = 127,89 \text{ mm/h}$$

La pendiente del terreno se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$S(\%) = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{\text{Longitud del tramo}} * 100$$
$$S(\%) = \frac{1\,000 - 993,9921}{55,4550} * 100 = 10,83\%$$

En este caso se considera la pendiente del terreno $S (\%) = 10,83\%$

El caudal de diseño (q) se calcula por medio del método racional, aplicando la siguiente fórmula.

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

A = 0,40 ha

C = 0,15 (coeficiente para calles sin pavimento y lotes baldíos)

I = 127,89 mm/h (de la fórmula de la sección 2.1.4.1.)

Con estos datos se calcula el caudal inicial:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

$$Q = \frac{0,15 * 127,89 * 0,40}{360} = 0,02131 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q = 21,31 \text{ l/s}$$

El diámetro de tubería a utilizar será de 16 pulgadas, con una profundidad mínima de 1,41 metros, para un tráfico normal.

Cálculo de velocidad a sección llena (V): sustituyendo los datos se obtiene la siguiente velocidad, la cual está calculada para una tubería a sección llena.

Datos:

V=velocidad media, medida en m/s

$\varnothing = 16''$ (diámetro nominal de la tubería, en pulgadas, para el tramo PV1-PV2)

S = 10,83% (pendiente de la tubería)

n = 0,013 (rugosidad de la tubería de concreto)

$$V = \frac{0,03429(16)^{\frac{2}{3}}(10,83)^{\frac{1}{2}}}{0,013}$$

$$V = 5,51 \text{ m/s}$$

Cálculo del área de la tubería (A):

$$A = 0,0005067 * \varnothing^2$$

$$A = 0,0005067(16)^2$$

$$A = 0,13 \text{ m}^2$$

Cálculo del caudal en la tubería a sección llena:

$$Q = V * A$$

$$Q = \left(5,51 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right) (0,13 \text{ m}^2)$$

$$Q = 0,7163 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 716,30 \text{ l/s}$$

El caudal a sección llena de la tubería es menor al caudal calculado. Al hacer una relación entre ambos caudales se obtiene:

$$q = 21,31 \text{ l/s}$$

$$Q = 716,30 \text{ l/s}$$

Relación:

$$\frac{q}{Q} = \frac{21,31 \text{ l/s}}{716,30 \text{ l/s}} = 0,02975$$

Con la relación de caudales se localiza, en el apéndice 1, la relación de velocidades v/V y la relación de diámetros d/D .

$$\frac{v}{V} = 0,45$$

$$v = 0,45 * V$$

$$v = 0,45 \left(5,51 \frac{\text{m}}{\text{s}} \right) = 2,48 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

La velocidad a sección parcial es menor a la máxima permisible, por lo que para este tramo sí cumple.

La relación d/D , debe ser, como mínimo un 10% y como máximo un 90%; como recomendación se adopta un máximo de 75%.

$$d/D = 0,12$$

Esto significa que el tirante en la tubería será del 12%, mayor al mínimo, por lo que sí cumple.

Cálculo de cotas Invert:

$$CIS1 = CT - Hp1 = 1000 - 1,45 = 998,55 \text{ m}$$

$$S(\%) = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{\text{Longitud del tramo}} * 100 = \frac{1000 - 993,9921}{55,4550} * 100 = 10,83\%$$

$$CIE = CIS1 - S\%DH = 998,50 - 10,83\% * 55,4550 = 992,49 \text{ m}$$

Cálculo de altura de pozo:

Altura de pozo inicio = Cota de terreno inicial – cota invert inicial

$$= 1\,000 - 998,55 = 1,45 \text{ m}$$

Altura de pozo final = Cota de terreno final - cota invert final

$$= 993,9921 - 992,54 = 1,45 \text{ m}$$

El volumen de excavación puede variar según el ancho de la zanja que se va a utilizar, y está determinado por una figura trapezoidal según la ecuación siguiente:

$$\text{Volumen}_{\text{excavación}} = \frac{H1 + H2}{2} * D * t$$

$$\text{Volumen}_{\text{excavación}} = \frac{1,45 + 1,45}{2} * 55,4550 * 1,0064 = 80,92 \text{ m}^3$$

Donde:

H1 = altura en profundidad del primer pozo

H2 = altura en profundidad del segundo pozo

D = distancia horizontal entre pozos

t = ancho de zanja

Para este tramo se utilizaron tragantes tipo A.

Ver detalles en planos finales (apéndices)

Tabla IV. **Diseño hidráulico del alcantarillado pluvial**

De PV	A PV	Cota inicial	Cota final	D.H.	S % terreno	Área local
1	2	1000,0000	993,9921	55,4600	10,83	0,4000
2	3	993,9921	990,8939	59,7500	5,19	0,3270
3	4	990,8939	989,9894	55,5400	1,63	0,4335
4	5	989,9894	987,6507	30,3200	7,71	0,2735
5	6	987,6507	986,5968	43,9200	2,40	0,1466
6	7	986,5968	984,1788	20,0600	12,05	0,1777
7	8	984,1788	983,1177	53,4446	1,99	0,1310
8	9	983,1177	978,6675	79,0996	5,63	0,2941
9	10	978,6675	976,0545	41,8122	6,25	0,4654
10	11	976,0545	973,1396	31,9953	9,11	0,2245
11	12	973,1396	967,5100	64,5853	8,72	0,1020
12	13	967,5100	965,6978	37,7494	4,80	0,0944
13	14	965,6978	963,8855	37,7494	4,80	0,0944
14	15	963,8855	962,2036	64,2769	2,62	0,1607
15	16	962,2036	960,1666	74,9363	2,72	0,1873
16	17	960,1666	957,7411	67,9197	3,57	0,1698
17	18	957,7411	956,0800	68,0900	2,44	0,1702
18	19	956,0800	956,9051	67,4365	-1,22	0,1685
19	20	956,9051	955,0969	36,5091	4,95	0,0913
20	21	955,0969	953,1003	15,5086	12,87	0,0388
21	22	953,1003	951,1037	15,5086	12,87	0,0388
22	23	951,1037	949,1070	15,5086	12,87	0,0388
23	24	949,1070	947,6718	28,0558	5,12	0,0750
24	25	947,6718	946,2366	28,0558	5,12	0,0750
25	26	946,2366	948,4008	88,0324	-2,46	0,2201
26	desc	948,4008	946,6836	77,3730	2,22	0,2500

Continuación de la tabla IV.

Ha acumulada	t	Intensidad	c	q (lts/seg)	Diámetro	S tubo %
0,4000	12	127,89	0,15	21,31	16	10,83
0,7270	12,18	127,25	0,15	38,55	16	5,19
1,1605	12,42	126,40	0,15	61,12	16	1,63
1,4340	12,66	125,59	0,10	50,03	16	7,71
1,5806	12,82	125,05	0,10	54,90	16	2,40
1,7583	12,95	124,61	0,10	60,86	24	9,00
1,8893	13,08	124,16	0,15	97,74	24	1,99
2,1834	13,51	122,75	0,15	111,67	24	5,00
2,6488	13,65	122,29	0,15	134,96	24	4,50
2,8733	13,76	121,92	0,15	145,96	24	4,20
2,9753	14,00	121,15	0,15	150,19	24	4,20
3,0697	14,14	120,70	0,70	720,47	30	1,33
3,1641	14,36	120,03	0,70	738,47	30	1,31
3,3248	14,72	118,89	0,70	768,61	30	1,26
3,5121	15,16	117,56	0,70	802,86	30	1,24
3,6819	15,56	116,38	0,70	833,18	30	1,22
3,8521	15,96	115,20	0,70	862,89	30	1,20
4,0206	16,37	114,05	0,70	891,65	30	0,30
4,1119	16,80	112,83	0,20	257,76	30	2,91
4,1507	16,86	112,67	0,20	259,81	30	2,91
4,1895	16,92	112,51	0,20	261,86	30	2,81
4,2283	16,98	112,34	0,20	263,89	30	2,70
4,3033	17,09	112,03	0,20	267,84	30	2,70
4,3783	17,21	111,73	0,20	271,77	30	2,70
4,5984	17,56	110,79	0,20	283,03	30	0,06
4,8484	19,62	105,54	0,20	284,27	30	0,06

Continuación de la tabla IV.

Tubería a sección llena			Relación q/Q	Relación q/Q tabla	Relación d/D	Relación v/V	v
V	A	Q (m ³ /s)					
5,51	0,13	0,72	0,02981	0,030587	0,12	0,450	2,48
3,81	0,13	0,49	0,07792	0,078845	0,19	0,596	2,27
2,14	0,13	0,28	0,22046	0,2218	0,32	0,804	1,72
4,65	0,13	0,60	0,08291	0,083036	0,195	0,605	2,81
2,59	0,13	0,34	0,16315	0,17122	0,28	0,747	1,94
6,58	0,29	1,92	0,03167	0,031943	0,1225	0,456	3,00
3,10	0,29	0,90	0,10817	0,110976	0,225	0,659	2,04
4,91	0,29	1,43	0,07797	0,078845	0,19	0,596	2,92
4,66	0,29	1,36	0,09933	0,101662	0,215	0,644	3,00
4,50	0,29	1,31	0,11119	0,116112	0,23	0,669	3,01
4,50	0,29	1,31	0,11441	0,116112	0,23	0,669	3,01
2,94	0,46	1,34	0,53793	0,5506	0,53	1,023	3,00
2,91	0,46	1,33	0,55556	0,56685	0,54	1,029	3,00
2,86	0,46	1,30	0,58960	0,60444	0,56	1,049	3,00
2,84	0,46	1,29	0,62081	0,62297	0,57	1,058	3,00
2,81	0,46	1,28	0,64952	0,65488	0,59	1,066	3,00
2,79	0,46	1,27	0,67827	0,68876	0,61	1,078	3,01
1,39	0,46	0,64	1,40174	1,0569	0,98	1,062	1,48
4,34	0,46	1,98	0,13011	0,13148	0,245	0,692	3,01
4,34	0,46	1,98	0,13114	0,13148	0,245	0,692	3,01
4,27	0,46	1,95	0,13451	0,13726	0,25	0,702	3,00
4,18	0,46	1,91	0,13829	0,14793	0,26	0,716	3,00
4,18	0,46	1,91	0,14036	0,14793	0,26	0,716	3,00
4,18	0,46	1,91	0,14242	0,14793	0,26	0,716	3,00
0,62	0,46	0,28	0,99491	1,00045	0,81	1,14	0,71
0,62	0,46	0,28	0,99929	1,00045	0,81	1,14	0,71

Continuación del la tabla IV.

Cotas invert		Profundidad pozo		Volumen de excavación	Volumen de relleno
Cota inicial	Cota final	Inicio	Final		
998,55	992,54	1,45	1,45	80,93	73,74
992,51	989,41	1,48	1,48	89,00	81,25
989,38	988,48	1,51	1,51	84,40	77,20
988,45	986,11	1,54	1,54	46,99	43,06
986,04	984,99	1,61	1,61	71,16	65,47
984,14	982,33	2,46	1,85	52,26	46,40
982,30	981,24	1,88	1,88	121,45	105,85
980,54	976,58	2,58	2,08	223,15	200,06
976,48	974,60	2,18	1,45	91,99	79,79
973,00	971,66	3,05	1,48	87,76	78,42
968,66	965,94	4,48	1,57	236,21	217,36
964,29	963,79	3,22	1,90	131,62	114,41
962,79	962,30	2,90	1,59	115,48	98,26
961,30	960,49	2,59	1,72	188,32	159,01
958,99	958,06	3,22	2,11	271,61	237,44
956,76	955,93	3,41	1,81	241,34	210,37
955,23	954,41	2,51	1,67	193,68	162,63
954,38	954,18	1,70	2,72	203,00	172,25
954,15	953,09	2,75	2,01	118,39	101,75
952,09	951,64	3,01	1,46	47,22	40,15
949,94	949,50	3,16	1,60	50,32	43,25
948,01	947,59	3,09	1,51	48,65	41,57
946,59	945,84	2,51	1,84	83,12	70,32
945,23	944,47	2,45	1,77	80,53	67,74
944,44	944,39	1,80	4,02	348,56	308,42
944,36	944,31	4,05	2,37	338,30	303,02

Fuente: elaboración propia.

2.1.17. Presupuesto de drenaje pluvial

Para la elaboración del presupuesto se realizaron cotizaciones con base en precios locales, para tener un precio real de materiales; respecto de la mano de obra, se aplicaron los salarios que se manejan en la localidad.

Se cuantificaron los materiales y mano de obra, integrados posteriormente para obtener un precio por renglón.

En cuanto a costos indirectos, que corresponden a administración, dirección técnica, imprevistos y utilidad, se aplicó el 31%.

El costo total del proyecto es de un millón doscientos veinte seis mil noventa y cinco quetzales con un centavo (Q 1 226 095,01).

Tabla V. Cuadro presupuesto de alcantarillado pluvial

PROYECTO: SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL ZONAS 2 Y 3 UBICACIÓN: SANTO DOMINGO XENACÓJ, SACATEPÉQUEZ					
H-1 NO.	REGLONES	UNIDAD	CANT.	PRECIO UNITARIO	MONTO TOTAL
1,0	TRABAJOS PRELIMINARES GENERALES				
1,1	Replanteo topográfico, trazo y nivelación	ml	1 256	Q14,82	Q18 613,92
1,2	Corte y remoción de pavimento existente	m ²	420	Q62,31	Q26 171,09
2,0	EXCAVACIÓN Y COLOCACIÓN DE TUBERÍA				
2,1	Excavación zanja	m ³	3 744.02	Q56,44	Q211 312,49
2,3	Colocación de tubería				
2,3,1	Colocación de tubería Ø 18 pulgadas	Unidad	395	Q199,87	Q78 949,63
2,3,2	colocación de tubería Ø 24 pulgadas	Unidad	137	Q296,80	Q40 662,15
2,3,3	Colocación de tubería Ø 30 pulgadas	Unidad	723	Q368,42	Q266 370,06
2,4	Relleno de zanja	m ³	3 289.29	Q28,41	Q93 448,73
3,0	POZOS, CANAL DE REJILLAS Y TRAGANTES				
3,1	Pozo de visita de 1,50 m a 2 m	Unidad	8	Q4 726,31	Q37 810,48
3,2	Pozo de visita de 2,01 m a 2,50 m	Unidad	2	Q6 309,34	Q12 618,68
3,3	Pozo de visita de 2,51 m a 3,00 m	Unidad	7	Q8 564,66	Q59 952,62
3,4	Pozo de visita de 3,01 m a 3,50 m	Unidad	7	Q10 016,64	Q70 116,48
3,5	Pozo de visita de 4 m a 4,50 m	Unidad	2	Q13 397,24	Q26 794,48
3,6	Canal de rejillas metálicas	ml	32	Q1 485,38	Q47 532,23
3,6	Tragantes	Unidad	38	Q3 362,51	Q127 775,25
4,0	RECONSTRUCCIÓN DE CALLES PAVIMENTADAS				
4,1	Reconstrucción pavimento	m ²	420	Q257,06	Q107 966,72
COSTO TOTAL DE LA OBRA					Q1 226 095,01

Fuente: elaboración propia.

2.1.18. Planos de drenaje pluvial

Se elaboraron los siguientes planos:

- Planta general del sistema
- Planos de planta y perfil del alcantarillado pluvial
- Plano de pozos de visita, planta, secciones, detalle brocal de pozo, tapadera de pozo y detalle de escalones tipo marinero
- Plano de pozos de visita con disipadores, planta y secciones de canal de rejillas metálicas
- Plano de planta de tragantes, secciones de tragantes
- Plano de estructura de tragantes, detalle de tapaderas y especificaciones

2.1.19. Estudio de impacto ambiental

Consiste en la valoración cualitativa de un impacto ambiental dado, en el contexto de un proceso de armonización de criterios, tales como el marco jurídico vigente en el tema, la finalidad de uso planeado para el área o factor ambiental en consideración, su condición de fragilidad ambiental, el potencial grado de controversia pública que pudiera darse y la relación de parámetros ambientales de la actividad humana del efecto ambiental.¹

¹ MARN. Acuerdo Gubernativo número 431-2007, título II. Definiciones. p. 6.

El diagnóstico ambiental como instrumento de evaluación ambiental que se efectúa en un proyecto, obra, industria o actividad existente y por ende, los impactos, son determinados mediante sistemas de evaluación basados en muestreos y mediciones directas o bien por el uso de sistemas analógicos de comparación con eventos o entidades similares. Su objetivo es determinar las acciones correctivas necesarias para mitigar impactos adversos.²

Estas evaluaciones pretenden, como principio, establecer un equilibrio entre el desarrollo de la actividad humana y el medio ambiente, sin pretender llegar a ser una figura negativa u obstruccionista, ni un freno al desarrollo. Cada proyecto o actividad ocasionará una perturbación sobre el entorno en que se ubique, la cual deberá ser minimizada sobre la base de estudios de impacto ambiental.

2.1.20. Evaluación socioeconómica

Es una metodología que indica como se ha de evaluar un proyecto de inversión. Ver los beneficios que traerá al bienestar social, y no solo que tan rentable es económicamente, si no también socialmente.

2.1.20.1. Valor Presente Neto

El Valor Presente Neto (VPN) es el método más conocido a la hora de evaluar proyectos de inversión a largo plazo. Permite determinar si una inversión cumple con el objetivo básico financiero: maximizar la inversión. Ese cambio en el valor estimado puede ser positivo, negativo o continuar igual. Si es positivo, significará que el valor de la firma tendrá un incremento equivalente

² MARN. Acuerdo Gubernativo número 431-2007. Capítulo I. Instrumentos de Evaluación Ambiental. p. 12.

al monto del Valor Presente Neto. Si es negativo quiere decir que la firma reducirá su riqueza en el valor que arroje el VPN. Si el resultado del VPN es cero, no se modificará el monto de su valor.

Es importante tener en cuenta que el valor del Valor Presente Neto depende de las siguientes variables:

- La inversión inicial previa
- Las inversiones durante la operación
- Los flujos netos de efectivo
- La tasa de descuento
- El número de periodos que dure el proyecto

2.1.20.2. Tasa Interna de Retorno

La Tasa Interna de Retorno o tasa interna de rentabilidad (TIR) de una inversión, está definida como la tasa de interés con la cual el valor actual neto o Valor Presente Neto (VAN o VPN) es igual a cero. Es un indicador de la rentabilidad de un proyecto, a mayor TIR, mayor rentabilidad.

Se utiliza para decidir sobre la aceptación o rechazo de un proyecto de inversión. Para ello, la TIR se compara con una tasa mínima o tasa de corte, el coste de oportunidad de la inversión (si la inversión no tiene riesgo, el coste de oportunidad utilizado para comparar la TIR será la tasa de rentabilidad libre de riesgo).

Si la tasa de rendimiento del proyecto - expresada por la TIR- supera la tasa de corte, se acepta la inversión; en caso contrario, se rechaza.

Como ya se ha comentado anteriormente, la TIR o tasa de rendimiento interno, es una herramienta de toma de decisiones de inversión utilizada para conocer la factibilidad de diferentes opciones de inversión.

El criterio general para saber si es conveniente realizar un proyecto es el siguiente:

Si la $TIR \geq r \rightarrow$ se aceptará el proyecto. La razón es que el proyecto da una rentabilidad mayor que la rentabilidad mínima requerida (el coste de oportunidad).

Si la $TIR < r \rightarrow$ se rechazará el proyecto. La razón es que el proyecto da una rentabilidad menor que la rentabilidad mínima requerida.

r representa el costo de oportunidad.

3. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN EL SECTOR PANUCÁ

3.1. Descripción del proyecto

Como vía de acceso y transporte, este proyecto tiene como objetivo una mejora para el transporte de productos agrícolas en el sector, ya que no se cuenta con un puente que brinde esas condiciones; comunicará el sector Panucá con la cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj. La superestructura del puente tiene una longitud de 12 metros de concreto reforzado con estribos de concreto ciclópeo, ancho de rodadura de 3,25 m, banquetas de 0,70 m y barandales de 1,10 m.

3.2. Criterios y especificaciones para el diseño del puente de concreto de sección de viga y losa

- Diseño: para el diseño de puentes se utilizan las normas de “Standard Specifications Highway Bridges” de la American Association of State Highway, and Transportation Officials, (AASHTO).
- Carga viva: para este proyecto se usó la carga viva de diseño tipo AASHTO H15.
- Recubrimientos: AASHTO 8.22. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto; para losas en cama superior, 5 cm, cama inferior, 2,5 cm y vigas, 5 cm.

- Longitud de desarrollo: ACI 318S-05. Se proporcionará a todas las barras que estén actuando a tracción una longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es $l_d = (f_y/3.5 * \sqrt{f'_c})$; ecuación de la sección 12.2.2.
- Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080. Se calcula con base en la longitud de desarrollo, establecida en cada caso.
- Ganchos: AASHTO 8.23.2.2. DGC 509. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 diámetros, cuando se trata de 90 grados.
- Formaletas: se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente: la acera y el barandal deben construirse posteriormente a la deflexión libre de las vigas.

Para la subestructura se deben tomar en cuenta:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad establecida por el estudio de suelos.
- Debe evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes al punto de estudio, para evitar futuras socavaciones.

3.3. Estudios preliminares

- Estudios topográficos: estudio realizado en el sector del puente, con toda la información necesaria para analizar su ubicación.

- Estudios de suelos: se realizaron estudios de suelos de los estratos subterráneos, con el objetivo de obtener parámetros para el diseño de las cimentaciones.
- Estudios hidrológicos e hidráulicos: son definitivos para la construcción de la estructura en relación con el área de descarga necesaria en el sector, así como la crecida máxima.

3.4. Levantamiento topográfico

Es uno de los elementos básicos para realizar el diseño de un puente, ya que las dimensiones y ubicación del puente se aplicarán con base en el levantamiento topográfico.

Para el presente estudio se realizó un levantamiento de planimetría y altimetría.

Los datos de campo fueron procesados en gabinete y se procedió a dibujar el eje y las secciones transversales, ubicando la cota de cada punto; se calcularon y dibujaron las curvas de nivel del terreno, se hizo el trazo del eje central del puente, para proceder a realizar el estudio de la mejor alternativa del puente a diseñar.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- Teodolito WILD T1
- Estadal metálico
- Cinta métrica de 25 metros
- Cinta métrica metálica de 5 metros

3.5. Estudio de suelos por el método de ensayo de compresión triaxial

El método de ensayo de compresión triaxial no drenado y no consolidado, consiste en tomar lecturas de deformación y de carga a intervalos regulares de este último, hasta que se produzca la falla o hasta que la deformación alcance un valor considerable.

Este ensayo se usa para determinar el parámetro de resistencia no drenado y es adecuado para arcillas saturadas. En condiciones no drenadas, los suelos saturados presentan un esfuerzo de corte crítico que tiende a mantenerse constante para cualquier valor del esfuerzo normal. Un aumento en el esfuerzo axial ocasiona un aumento semejante en la presión de poros, por lo tanto el esfuerzo efectivo normal permanece constante.

3.5.1. Determinación del valor soporte del suelo

En el sector Panucá se encontró un suelo de arena poca limosa, color gris oscuro; se realizó una excavación a 2,50 metros de profundidad, donde se obtuvo una muestra inalterada, siendo esta muy inestable; se obtuvo una muestra de aproximadamente 25 libras. Se sometió al ensayo de compresión triaxial, mediante la prueba de no consolidado y no drenado, para obtener los parámetros de corte, siendo:

Ángulo de fricción interna $\phi = 30,67^\circ$

Cohesión $C_u = 1,61 \text{ T/m}^2$

Descripción del suelo = arena poca limosa, color gris oscuro

Densidad húmeda = $1,88 \text{ T/m}^3$

Desplante de cimentación = 2,50 m

Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó la ecuación de Terzaghi:

$$q_d = c'N'_c + \gamma ZN'_q + 0,5\gamma BN'_w$$

Donde:

q_d = valor de esfuerzo límite

c' = $(2/3)*c$ coeficiente de cohesión del suelo

N'_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

γ = peso específico del suelo

Z = desplante de cimentación

N'_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

B = base de zapata

N'_w = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

FS = factor de seguridad, mayor o igual a 3

Los valores de N'_c, N'_q y N'_w se obtuvieron empleando las curvas punteadas en la figura del anexo 5. El valor de $c' = \frac{2}{3}c$, cohesión del suelo.

Datos:

$$c = 1,61 \text{ T/m}^2$$

$$c' = (2/3)*c = (2/3)*1,61 \text{ T/m}^2 = 1,07 \text{ T/m}^2$$

$$N'_c = 18$$

$$\gamma = 1,88 \text{ T/m}^3$$

$$Z = 2,50 \text{ m}$$

$$N'_q = 9$$

$$B = 2,90 \text{ m}$$

$$N'_w = 6$$

$$FS = 3$$

Entonces:

$$q_d = c'N'_c + \gamma ZN'_q + 0,5\gamma BN'_w$$

$$q_d = \left(1,07 \frac{T}{m^2}\right)(18) + \left(1,88 \frac{T}{m^3}\right)(2,50 \text{ m})(9) + \left(\frac{1}{2}\right)\left(1,88 \frac{T}{m^3}\right)(3,30 \text{ m})(6)$$

$$q_u = 19,26 \frac{T}{m^2} + 42,30 \frac{T}{m^2} + 16,36 \frac{T}{m^2}$$

$$q_u = 77,92 \frac{T}{m^2}$$

Como se puede observar, el valor de q_d es el esfuerzo límite, mas no el admisible o de diseño de cimentación.

Para obtener un q_{adm} se recomienda un factor de seguridad no menor de tres, usando un $FS = 3$, se tiene:

$$q_{adm} = V_s = \frac{q_d}{FS} = \frac{77,92 \text{ T}}{3 \text{ m}^2}$$

$$q_{adm} = V_s = 25,97 \frac{T}{m^2}$$

Se adopta el valor soporte admisible $V_s = 25,97 \text{ T/m}^2$; sin embargo se recomienda antes de cimentar, realizar un ensayo dinámico en el lugar de la cimentación.

3.6. Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes

A continuación se describen los diversos métodos para el cálculo de caudales.

3.6.1. Método sección – pendiente

Es de gran importancia obtener datos de confianza para estimar las crecidas de los ríos; para el efecto se pueden aplicar varios métodos, siendo uno de estos el de sección – pendiente.

Para la predeterminación de crecidas por este método, se necesita definir la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado; esto se logra siguiendo el procedimiento de preguntar a los habitantes del lugar, buscar señales que han dejado grandes crecidas y en archivos antiguos, etc. Se estableció una altura máxima de 1 m.

Una vez determinada la altura máxima, se obtiene el valor del área de la sección de la corriente. En la misma forma como se hace en los aforos, para poder obtener el caudal máximo se utiliza la fórmula $Q = V * A$. El valor de la velocidad “V” de la corriente se obtiene por medio de la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

Donde:

V = velocidad (m/s)

R_h = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

S = pendiente

Los datos básicos para poder determinar la crecida máxima por este método fueron: el área de la sección de la corriente y la pendiente. También son necesarios los cálculos siguientes:

- Cálculo de la pendiente: para la determinación de la pendiente del terreno, se utilizó la información del levantamiento topográfico.

Cota 1 = 997,60

Cota 2 = 993,12

Distancia horizontal = 77,49 m

$$S = \frac{(997,60 - 993,12)100}{77,49} = 5,78 \%$$

- Cálculo de área de la sección de la corriente: el valor del área de la sección de la corriente se calcula a partir del dibujo de las secciones transversales, obtenidas del levantamiento topográfico y la determinación de la altura máxima que alcanza la corriente del río. De estos datos se obtuvo el área = 4,03 m²
- Cálculo del caudal máximo

Datos:

Área = 4,03 m²

Perímetro mojado = 7,46 m

Pendiente = 5,78%

Coefficiente de rugosidad = 0,030

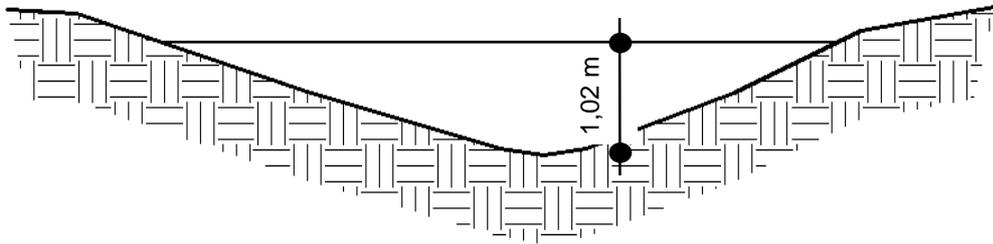
Tipo de superficie = rocas grandes, medianas, arena y poca maleza

$$R = 4,03 \text{ m}^2 / 7,46 \text{ m} = 0,54 \text{ m}$$

$$V = (1/0,030)(0,54)^{2/3}(0,0578)^{1/2} = 5,31 \text{ m/s}$$

$$Q = (4,03 \text{ m}^2)(5,31 \text{ m/s}) = 21,40 \text{ m}^3/\text{s}$$

Figura 3. Sección transversal del río



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Por lo tanto, la altura mínima del puente es de 3 m sobre el lecho del río.

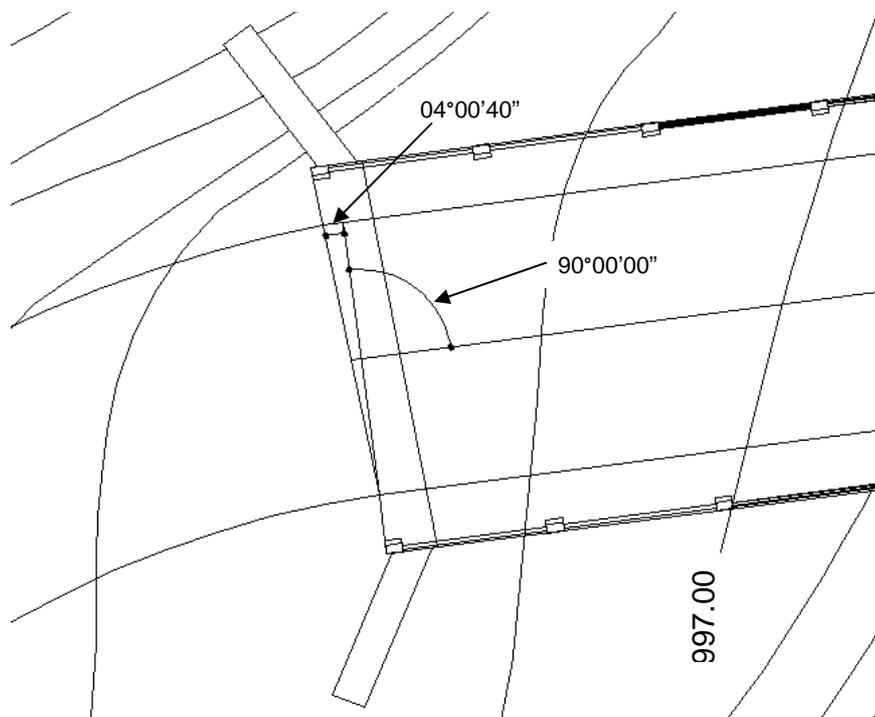
3.7. Diseño de superestructura

La superestructura está comprendida de dos vigas principales, banquetas, losa de rodadura, barandales y dos diafragmas, además de los siguientes elementos:

- Sobrecarga H15
- Ancho útil 3,25 m
- Luz efectiva 12 m
- Peso de concreto 2 400 kg/ m³
- Peso de asfalto 2 100 kg/ m³

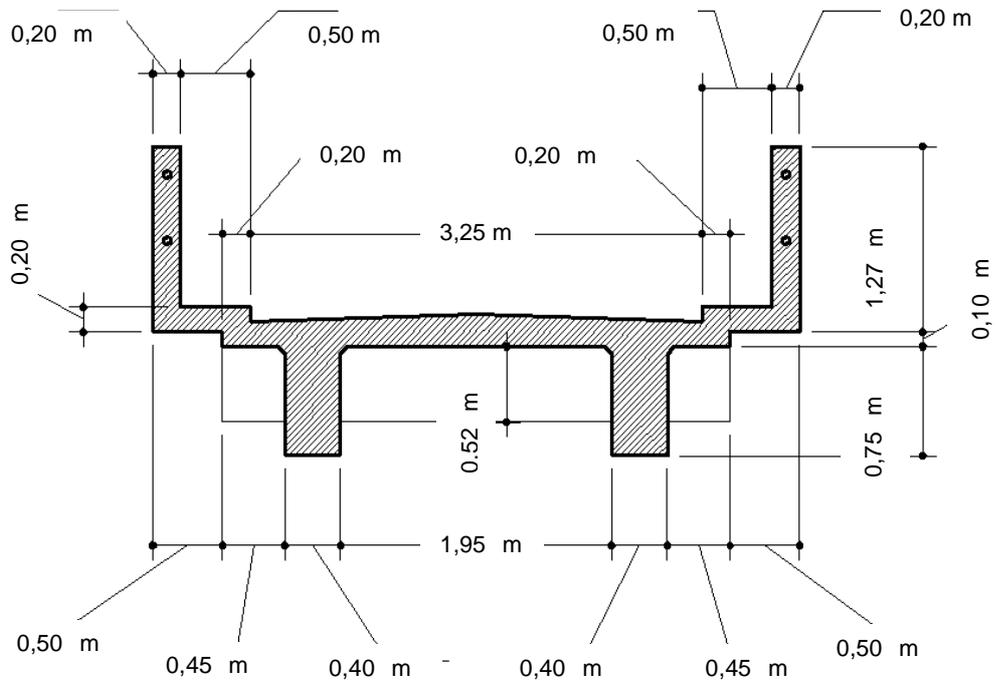
Según especificaciones de AASHTO, “si el ángulo de oblicuidad del tablero es menor o igual que 25 grados sexagesimales, la armadura principal se puede disponer en la dirección de la oblicuidad”; en este proyecto el ángulo de oblicuidad es de $04^{\circ} 00' 40''$ grados sexagesimales, por lo que la dirección del armado corresponderá a la dirección de oblicuidad.

Figura 4. **Ángulo de oblicuidad**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 5. Geometría de superestructura



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.7.1. Diseño de losa

La losa tiene como función resistir las cargas vivas.

El dimensionamiento debe determinar el ancho de rodadura. El ancho de vía utilizado es de 3,25 metros.

3.7.1.1. Cálculo de peralte

Según especificación de AASHTO, se recomienda un espesor mínimo de 6" (15,24 cm.); por lo tanto, se asume un espesor de 17 cm.

3.7.1.2. Integración de cargas

Las cargas para el análisis de los momentos generados en la superestructura son: carga muerta, carga viva y cargas de impacto; estas cargas se integrarán posteriormente para encontrar la carga última de diseño.

Integración de carga muerta:

$$W \text{ losa} = (0,17 \text{ m}) (1 \text{ m}) (2\,400 \text{ kg/m}^3) = 408 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ asfalto} = (0,05 \text{ m}) (1 \text{ m}) (2\,100 \text{ kg/m}^3) = 105 \text{ kg/m}$$

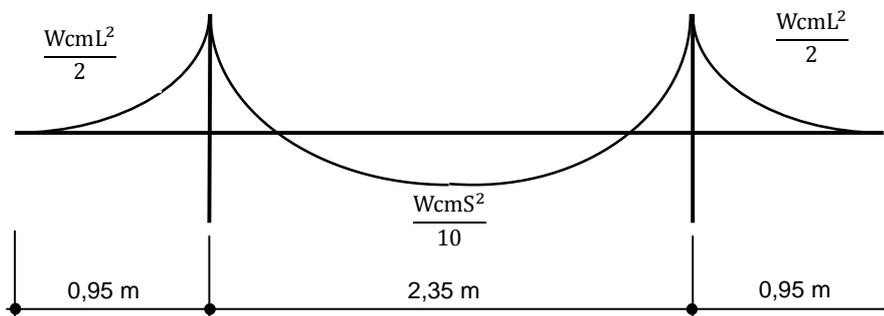
$$W \text{ barandales} = 40 \text{ kg / m}$$

$$W \text{ total} = 408 \text{ kg/m} + 105 \text{ kg/m} + 40 \text{ kg/m} = 553 \text{ kg/m}$$

3.7.1.3. Cálculo de momentos

Con el valor encontrado de carga muerta, se procede a calcular los momentos por separado, para realizar el análisis de momentos máximos.

Figura 6. Modelo matemático viga V-1



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$M_{cm} = \frac{W_{cm}S^2}{10} \quad \text{ó} \quad \frac{W_{cm}L^2}{2}$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta total (553 kg/m)

S = distancia entre vigas (2,35 m)

L = longitud de voladizo (0,95 m)

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{2} = \frac{\left(553 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (0,95^2 \text{m}^2)}{2} = 249,54 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10} = \frac{\left(553 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (2,35^2 \text{m}^2)}{10} = 305,40 \text{ kg} - \text{m}$$

Se toma el mayor $M_{cm} = 305,40 \text{ kg} - \text{m}$

Cálculo de momento debido a carga viva: según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{cv} = \left(\frac{0,80(S + 2)}{32} \right) P$$

$$M_{cv} = \left(\frac{0,80(6,40 + 2)}{32} \right) 12\ 000$$

$$M_{cv} = 2\ 520 \text{ lb} - \text{ft}$$

$$M_{cv} = 349,14 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del factor de impacto: el porcentaje de la carga viva tiene que ser menor o igual al 30% de la misma, según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{15,24}{L + 38} = \frac{15,24}{11,20 + 38}$$

$$I = 1,30$$

Cálculo de momento último: según AASTHO 1.2.22, la fórmula se integra de la siguiente manera:

$$M_u = 1,3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} * I) \right)$$

$$M_u = 1,3 \left(305,40 \text{ kg} - \text{m} + \frac{5}{3} (349,14 \text{ kg} - \text{m} * 1,30) \right)$$

$$M_u \text{ losa} = 1\ 380,43 \text{ kg} - \text{m}$$

3.7.1.4. Cálculo de refuerzos

A continuación se calcula el acero de refuerzo de las camas inferior y superior de la losa.

Cálculo de peralte efectivo:

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{diámetro de varilla \# 4}$$

$$d = 17 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 0,635 \text{ cm}$$

$$d = 13,37 \text{ cm}$$

Datos:

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 13,37 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu = 1\,380,43 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de acero mínimo:

$$As_{\min} = \frac{14,1}{fy} * b * d = \frac{14,1}{4\,200} * 100 * 13,37 = 4,49 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal en la cama inferior:

$$As = \frac{\phi * f'c}{fy} \left(bd - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mu * b}{0,003825 * f'c}} \right)$$

$$As = \frac{0,85 * 281}{4\,200} \left(100 * 13,37 - \sqrt{(100 * 13,37)^2 - \frac{1\,380,43 * 100}{0,003825 * 281}} \right) = 2,78 \text{ cm}^2$$

Como $As = 2,78 \text{ cm}^2$, el refuerzo transversal es un valor menor al área de acero mínimo; por lo tanto se usará el área de acero mínimo, equivalente a distribuir varillas No. 4 @ 25 cm.

Refuerzo transversal en la cama superior:

$$As_{\text{temp.}} = 0,002 * b * t = 0,002 * 100 * 17 = 3,4 \text{ cm}^2$$

$$S = 1,26 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm} / 3,4 \text{ cm}^2 = 37 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 2t = 2 * 17 \text{ cm} = 34 \text{ cm}$$

Se usará varillas No. 4 @ 30 cm, como refuerzo transversal en la cama superior.

Refuerzo longitudinal cama superior y cama inferior: según AASHTO 3.24.10.2, el refuerzo longitudinal se calcula de la siguiente manera:

$$FL = \frac{2,20}{\sqrt{S}} = \frac{2,20}{\sqrt{6,40}} = 0,87 > 67\%$$

Se usará 67% de área de refuerzo principal

$$A_s = 0,67(A_s) = 0,67(4,49) = 3 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{1,26 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3 \text{ cm}^2} = 42 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 2 t = 2 * 17 \text{ cm} = 34 \text{ cm}$$

Se usará varillas No.4 @ 30 cm, en la cama inferior y en la cama superior.

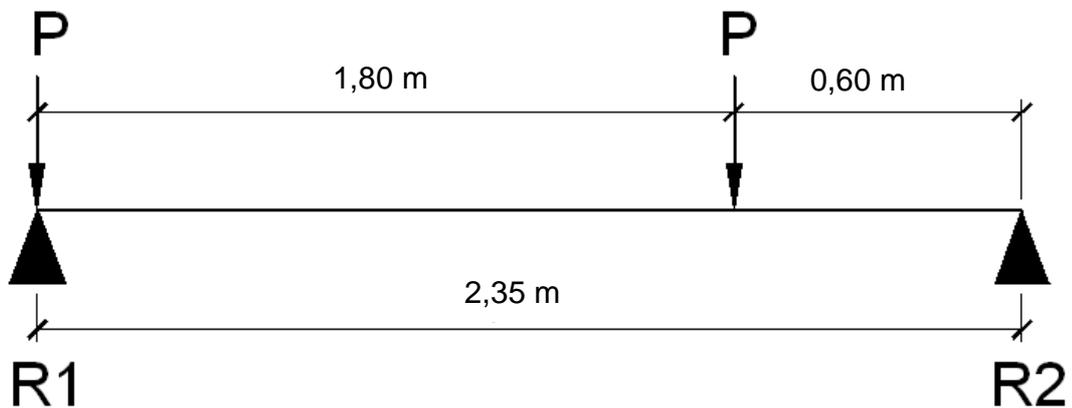
3.7.2. Diseño de vigas

Las vigas son los elementos estructurales más importantes de la superestructura, ya que estas transmiten las cargas externas transversales hacia los apoyos, tanto carga muerta como carga viva, que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes. La cantidad de vigas que se diseñarán dependerá del ancho de rodadura del puente; en este proyecto en particular, se diseñarán dos vigas por tramo, por ser el puente de un solo carril.

El espaciamiento entre las vigas principales del puente queda a criterio del diseñador, se recomienda utilizar un espaciamiento entre 10 y 12 pies. En el diseño del puente, se estipuló la separación entre ejes de 2,35 metros.

Factor de distribución: usando un diagrama de cuerpo libre:

Figura 7. **Diagrama de factor de distribución de carga viva en puente**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Haciendo sumatoria de momentos en R2 se tiene:

$$\sum MR2 = 0$$

$$R1 (2,35 \text{ mts}) = (2,35 * P) + (0,60 * P)$$

$$2,35R1 = 2,95P$$

$$R1 = 1,25P$$

Factor de distribución FD = 1,25.

3.7.2.1. Cálculo de peralte y base

La altura de la viga principal se determina en función de la longitud del tramo del puente dividido por un factor, para evitar deflexiones.

Para no chequear deflexiones se usará como parámetro $L/16$.

$$L = 12 \text{ m}$$

$$H_{\text{viga}} = \frac{L}{16} (\text{mínimo}) = \frac{12}{16} = 0,75$$

Se usará una altura de viga de 92 centímetros:

$$B = \frac{92}{2,30} = 40 \text{ cm}$$

Dados los siguientes datos, la sección de la viga será:

$$H = 92 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

3.7.2.2. Integración de cargas

Para el análisis de los momentos últimos generados en la viga, se necesita integrar la carga muerta, carga viva y cargas de impacto.

Integración de carga muerta:

$$W_{\text{viga}} = \left(2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (0,92 \text{ m})(0,40 \text{ m}) = 883,2 \text{ kg/m}$$

$$W_{losa} = \left(2\,400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right)(0,33 \text{ m}^2) = 792 \text{ kg/m}$$

$$W_{barandales} = 40 \text{ kg/m}$$

$$W = 883,2 \text{ kg/m} + 792 \text{ kg/m} + 40 \text{ kg/m}$$

$$W = 1\,715,20 \text{ kg/m}$$

3.7.2.3. Cálculo de momentos

El cálculo de momentos debido a carga muerta y viva, se harán según normas ACI-318, capítulo 13 y especificaciones AASHTO.

Cálculo de momento debido a carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{8} + P * a$$

Donde:

$$W = 1\,715,20 \text{ kg/m}$$

$$L = 11,20 \text{ m}$$

$$P = \text{peso diafragma} = (0,69 \text{ m})(0,30 \text{ m})(2\,400 \text{ kg/m}^3)(1,425 \text{ m})$$

$$P = 707,94 \text{ kg}$$

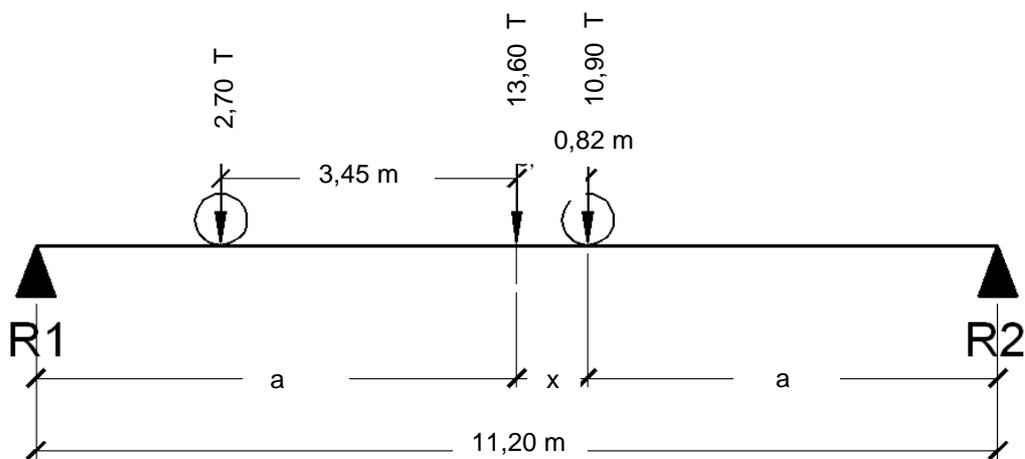
$$a = \text{distancia al apoyo} = 3,70 \text{ m}$$

$$M_{cm} = \frac{(1\,715,20 \text{ kg/m})(11,20 \text{ m})^2}{8} + (707,94 \text{ kg})(3,70 \text{ m})$$

$$M_{cm} = 29\,513,71 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de momentos debido a carga viva: el momento máximo por carga viva móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Figura 8. Diagrama de carga viva sobre viga



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\Sigma M_{cg} = 0$$

$$\Sigma M_{cg} = 10,90x - 2,70 (4,27 - x) = 0$$

$$10,90x + 2,70x = 11,529$$

$$x = 0,85 \text{ m}$$

$$a = (11,20 - 0,85) / 2 = 5,175 \text{ m}$$

Encontrando el valor de R2:

$$\Sigma M_{R1} = R2 (11,20) - (5,175)(13,6) = 0$$

$$R2 = 6,28 \text{ T}$$

$$M_{\max cv} = (6,28 \text{ T})(5,175 + 0,85) - (10,90 \text{ T})(0,85 \text{ m})$$

$$M_{\max cv} = 28,572 \text{ T} - \text{m}$$

$$M_{cv} = 28\,572 \text{ kg} - \text{m}$$

Factor de impacto: el porcentaje de la carga viva tiene que ser menor o igual al 30% de la misma, según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{15,24}{L + 38} = \frac{15,24}{11,20 + 38}$$

$$I = 1,30$$

Cálculo del momento último en viga:

$$M_u = 1,3(M_{cm} + \frac{5}{3}(M_{cv} * I * FD))$$

$$M_u = 1,3(29\,513,71 + \frac{5}{3}(28\,572 * 1,30 * 1,25)) = 138\,965,07 \text{ kg} - \text{m}$$

3.7.2.4. Cálculo de refuerzo

El refuerzo longitudinal y transversal indica el acero en varillas comerciales del grado indicado, recordando que se fabrican en 6 metros de longitud. Datos a usar para el cálculo de área de acero:

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 87 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 138\,965,07 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14,1}{4\,200} * 40 * 85$$

$$A_s \text{ min} = 11,41 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero máximo:

$$A_s \text{ max} = 0,5(0,85)^2 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6\,120}{f_y + 6\,120} \right) (b * d)$$

$$A_s \text{ max} = 0,5(0,85)^2 \left(\frac{281}{4\,200} \right) \left(\frac{6\,120}{4\,200 + 6\,120} \right) (40)(87)$$

$$A_s \text{ max} = 49,88 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área de acero:

$$A_s = \frac{0,85(281)}{4\,200} \left((40 * 87) - \sqrt{(40 * 87)^2 - \frac{138\,965,07 * 40}{0,003825 * 281}} \right)$$

$$A_s = 48,10 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} < A_s < A_s \text{ max}$$

Armado de viga V-1

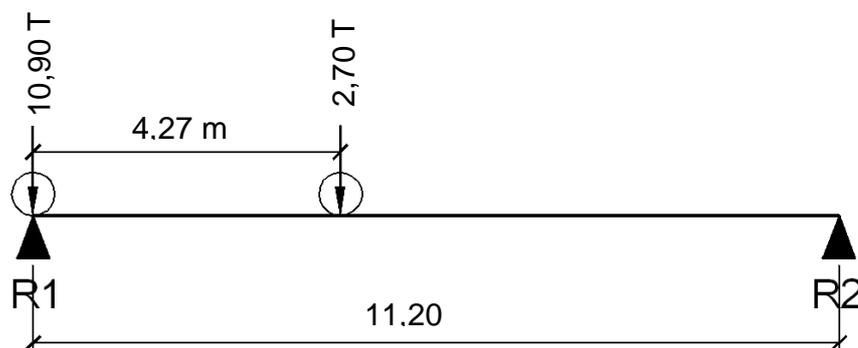
- Cama superior: 3 varillas # 8 corridos (G60)
- Cama inferior en apoyos: 5 varillas # 8 corridos (G 60)
- Cama inferior al centro, doble cama: 5 varillas # 8 corridos (G 60) y 5 bastones # 8 (G 60)

Según AASHTO, es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia para no dejar un área grande de concreto sin acero; por tal razón, se recomienda que se coloque un refuerzo de $5,29 \text{ cm}^2$ por cada metro de peralte, equivalente a una varilla No. 5, a cada 30 cm.

3.7.2.5. Diseño a corte

Diagrama de corte máximo para carga viva:

Figura 9. **Diagrama de posición de camión que produce el corte máximo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$\Sigma MR2 = R1 (11,20) - (10,90)(11,20) - (2,70)(6,93) = 0$$

$$R1 = 12,57 \text{ T}$$

$$V_{cv} = 12\,570 \text{ kg}$$

Cálculo de corte máximo para carga muerta:

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} + \frac{P}{2}$$

$$V_{cm} = \frac{\left(1\,715,20 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right) (11,20 \text{ m})}{2} + \frac{1\,415,88 \text{ kg}}{2}$$

$$V_{cm} = 10\,313,06 \text{ kg}$$

Cálculo de corte máximo:

$$V_u = 1,3 \left(V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} * l) \right)$$

$$V_u = 1,3 \left(10\,313,06 \text{ kg} + \frac{5}{3} (12\,570 \text{ kg} * 1,30) \right)$$

$$V_u = 48\,812,48 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto:

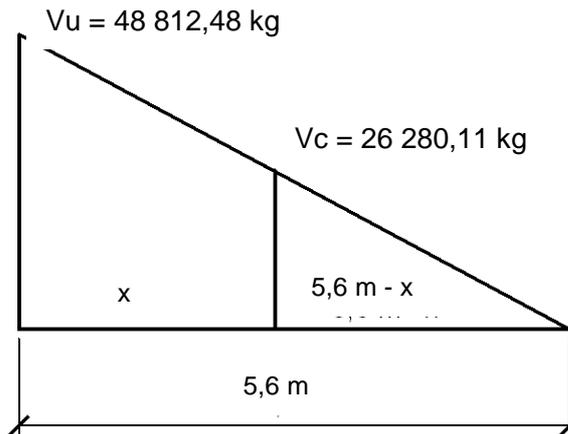
$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 40 * 87$$

$$V_c = 26\,280,11 \text{ kg}$$

Cálculo de espacio que necesita refuerzo por corte.

Figura 10. **Relación de corte para viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$48\ 812,48 / 5,6 = 26\ 280,11 / (5,6 - x)$$

$$x = 5,6 - (5,6 / 48\ 812,48) * 26\ 280,11$$

$$x = 2,58\text{ m}$$

Esta sección (2,58 m), necesita refuerzo por corte; a continuación se calculará el espaciamiento de los estribos para los apoyos, usando varilla No. 3.

$$s = 2 * A_v * f_y * d / V_u$$

$$s = 2 (0,71)(4\ 200)(87) / 48\ 812,48 = 10,62\text{ cm}$$

Se usarán estribos No. 3 @ 10 cm, hasta una longitud de 2,70 m, medida del apoyo hacia el centro de la viga.

Cálculo de estribos al centro de la viga (6,60 m):

$$S_{max} = 30 \text{ cm}$$

$$S = d/2 = 87/2 = 43,5 \text{ cm}$$

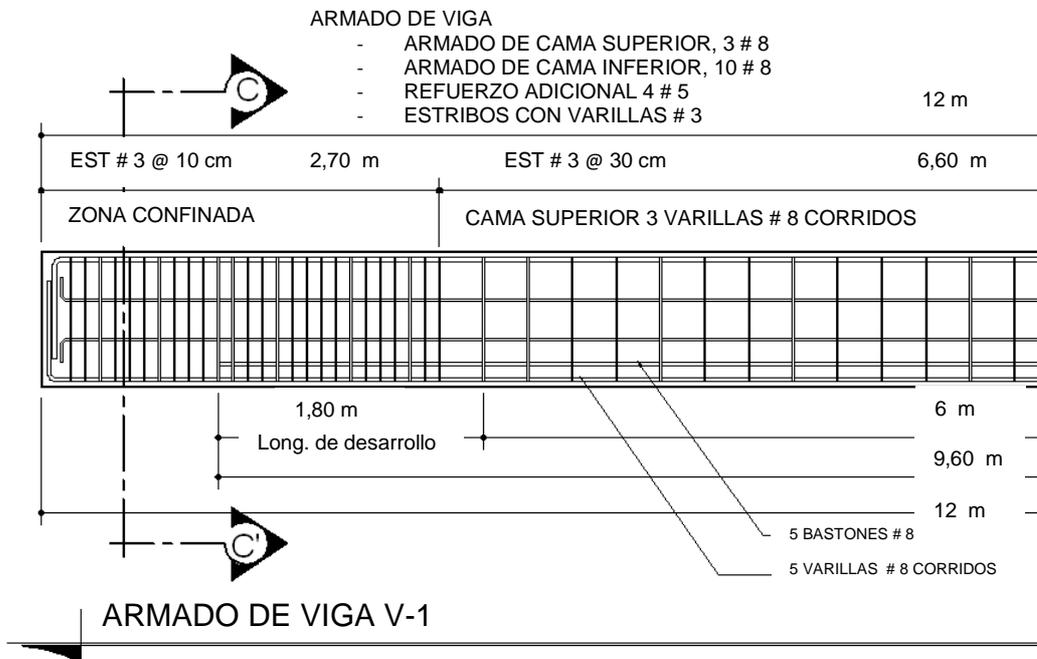
Debido a que el espaciamiento es mayor al máximo, se usarán estribos de varillas No. 3, espaciadas a cada 30 cm.

Cálculo de longitud de desarrollo:

$$l_d = (f_y/3,5\sqrt{f'_c})d_b = (4\ 200/3,5\sqrt{281})d_b = 72d_b = 72(0,0254) = 1,82 \text{ m}$$

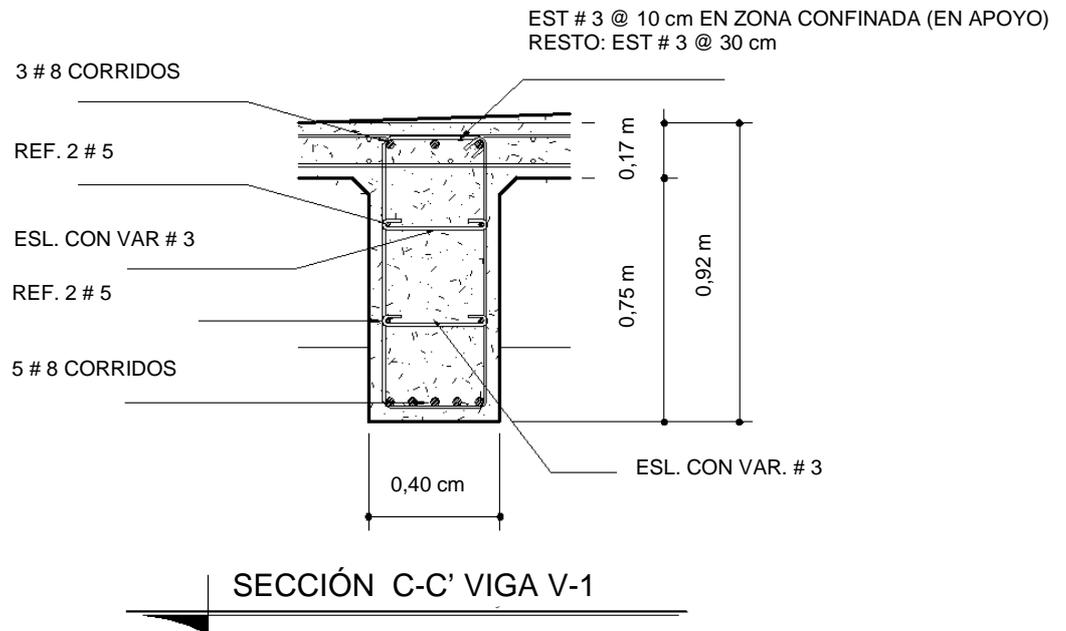
Usando varillas No. 8, el diámetro es igual a 0,0254 metros; por lo tanto la longitud de desarrollo es de 1,82 metros.

Figura 11. **Detalle de armado de viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Figura 12. **Detalle de sección de viga**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.7.3. **Diseño de diafragmas**

Se considera diafragmas extremos, distribuidos en los tercios de la luz, con un ancho usual de 30 cm, y el alto de los interiores es de de la altura de las vigas principales.

3.7.3.1. **Diafragma extremo**

Predimensionamiento de diafragma:

$$H_{max} = 3/4 H_{viga\ principal} = 3/4 * 92 = 69\text{ cm}$$

Usando:

$$h = 69 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 64 \text{ cm}$$

Para el cálculo del área de acero, de acuerdo con AASHTO, el refuerzo será el equivalente al acero mínimo requerido por la sección:

$$A_s = \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$A_s = \frac{14,1}{2810} (30 \text{ cm})(64 \text{ cm})$$

$$A_s = 9,63 \text{ cm}^2$$

Esto es equivalente a usar 5 varillas # 5 corridos.

Para el cálculo de refuerzo adicional, debido a que el espacio entre la cama superior e inferior es de más de 30 cm, como $A_s = 5,29 \text{ cm}^2/\text{m}$, esto equivale a una varilla # 5 corrida @ 30 cm en cada cara.

La distribución de varillas para el diafragma será la siguiente:

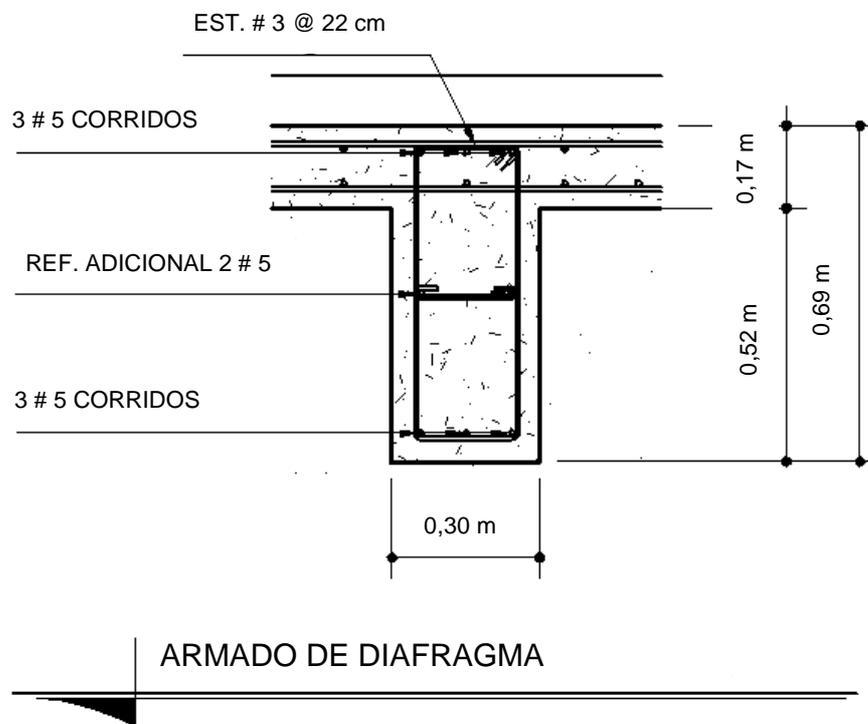
- Cama superior: 5 # 5 corridos (G 40)
- Cama inferior: 5 # 5 corridos (G 40)
- Refuerzo adicional: \emptyset # 5 corridos al centro (G 40)

Refuerzo mínimo requerido por corte:

$$s = d / 2 = 64 / 2 = 32 \text{ cm}$$

Refuerzo por cortante: estribos # 3 @ 30 cm.

Figura 13. **Detalle de armado de diafragma**

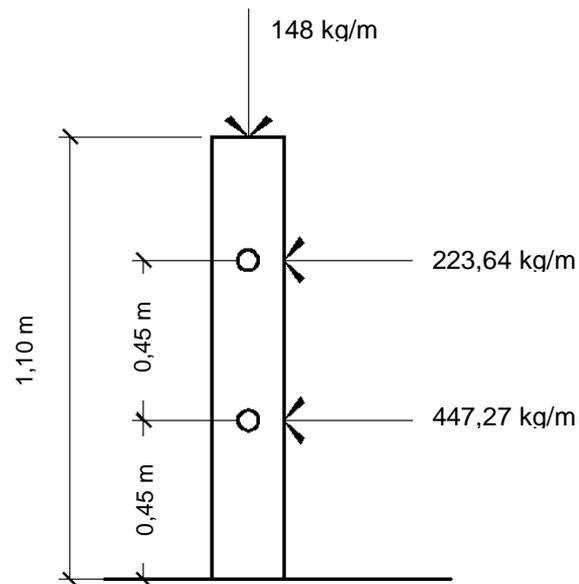


Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.7.4. **Diseño de barandal**

Según especificaciones AASHTO 2.7.1, los postes y pasamanos se diseñan con las cargas descritas en la figura 14.

Figura 14. **Diagrama de cargas y punto de aplicación para diseño de barandal**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Diseño de pasamanos:

Se diseñará como viga continua y se tomará la carga no mayor de $447,27 \text{ kg/m} = 300 \text{ lb/ft}$, se adaptan tubos estándar de $\text{Ø } 3''$; según AISC se tiene que:

$$\text{Ø}_{\text{exterior}} = 3,50; \text{Ø}_{\text{interior}} = 3,068; \text{Inercia} = 3,017 \text{ in}^2; c = \text{Ø}_{\text{exterior}}/2 = 1,75''$$

Módulo de sección:

$$S = \text{inercia} / c = 3,107 / 1,75 = 1,724 \text{ pulgadas}^3$$

Análisis de resistencia del tubo:

$$M = s \cdot f$$

$$f = 20,000 \text{ lb /in}^2$$

$$M = 1,724 \cdot 20\,000 = 34\,480 \text{ lb} - \text{plg} = 2\,873,33 \text{ lb} - \text{pie}$$

Ya que son tramos continuos, se tiene:

$$M_u = \frac{WL^2}{10}$$

$$M_u = 2\,873,33 \text{ lb} - \text{ft}$$

$$W = 300 \text{ lb/ft}$$

$$2\,873,33 = \frac{300L^2}{10}$$

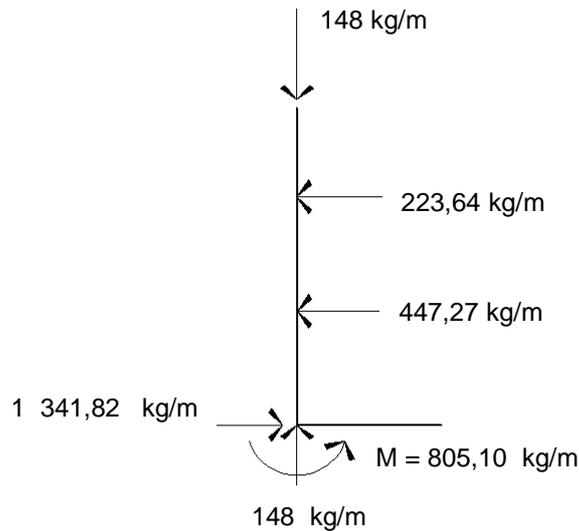
Despejando L se tiene:

$$L = 9,78 \text{ ft} = 3 \text{ m}$$

Se distribuyen tubos de hierro galvanizado de 3" de diámetro entre postes; la separación entre postes será de 3 m.

Diseño de postes: se colocan postes de concreto a cada 3 m; cada uno se diseñará como una columna a flexocompresión, es decir que actúa sobre ella una carga axial más un momento, de acuerdo con el diagrama de cuerpo libre de cargas actuantes que se muestran en la siguiente figura.

Figura 15. Diagrama de cargas para diseño de postes



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Se seguirá el procedimiento de ACI para el diseño de columna a flexocompresión, calculando primero su esbeltez, para clasificar la columna. Luego, se harán los cálculos de la columna bajo la carga de compresión solamente, para determinar el punto P1 del diagrama de interacción. Seguidamente, se calcula únicamente para la acción del momento de flexión, que será el punto P2; el punto 3 se obtiene del diagrama de falla balanceada, la cual se determinó al analizar el comportamiento combinado de los materiales que componen la estructura de la columna, bajo la acción de las fuerzas externas actuantes.

Revisando su esbeltez:

$$Es = K * Lu / r$$

$$r = (0,30)(0,20) = 0,06$$

La longitud del poste $L_u = 1,10$ m

$$K = \frac{20 * \sqrt{(1,10 + 0)}}{20} = 1,05$$

$$E_s = \frac{1,05 * 1,10}{0,06} = 19,25 < 21$$

Ya que su relación de esbeltez es menor que 21, la columna se clasifica como corta, y se procede a calcular el diagrama de interacción para un refuerzo propuesto de cuatro varillas No. 4 G40.

Compresión pura:

$$P1 = \phi(0,85 * f'c * b * h + A_s * f_y)$$

$$P1 = 0,70(0,85 * 210 * 20 * 20 + 4 * 1,27 * 2\ 810) = 59\ 972,36 \text{ kg}$$

Flexión pura:

$$P2 = \phi * A_s * f_y * (d - (A_s * f_y)) / (1,7 * f'c * b)$$

$$P2 = 0,90 * 2 * 1,27 * 2\ 810 * (16,90 - (2 * 1,27 * 2\ 810)) / (1,7 * 210 * 20)$$

$$P2 = 1\ 021,39 \text{ kg} - \text{m}$$

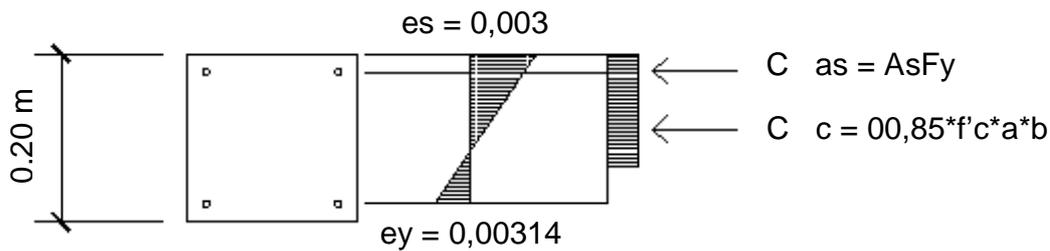
Diagrama de falla balanceada: a través del análisis del diagrama de falla balanceada, se determinan por relación de triángulos el valor de c y a , necesarios para calcular los siguientes datos:

C_A s = fuerza de compresión en el acero

C_c = fuerza de compresión en el concreto

T = fuerza de tensión

Figura 16. **Diagrama de falla balanceada, para comprobación de armado de poste de barandal con refuerzo No. 4**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

$$C = (16,9 * 0,003) / (0,003 + 2\ 810 / 2,1E6) = 11,69 \text{ cm}$$

$$a = 0,85 * c = 0,85 * 11,69 = 9,94 \text{ cm}$$

$$C_{as} = T = A_{s1} * f_y = 2 * 1,27 * 2\ 810 = 7\ 137,40 \text{ kg}$$

$$C_c = c = 0,85 * f'_c * a * b = 0,85 * 210 * 9,94 * 20 = 35\ 485,80 \text{ kg}$$

Con los datos obtenidos anteriormente, se calcula la fuerza interna de compresión que resiste la sección propuesta.

$$P_b = 0,7 * |\Sigma f_x| = 0,7 * |35\ 485,8 - 7\ 137,40 + 7\ 137,40| = 24\ 840,06 \text{ kg}$$

El momento resistente de la sección propuesta se calcula de la siguiente forma:

$$M_b = 0,85 * |\Sigma f * d| * C_g$$

$$M_b = 0,85 * |7\ 137,40 * 0,075 * 2 + 31\ 451,70 * 0,048| = 2\ 580,29 \text{ kg-m}$$

En conclusión, como el momento $M_b > P_2$, y $P_1 > P_b$, la sección con el refuerzo propuesto resiste las cargas aplicadas. Se usarán postes de 0,20 x 0,20 m, con refuerzo de 4 varillas No. 4 G40. Se consideran estribos con varilla de acero número 3.

Distancia de confinamiento: se usará el mayor de los siguientes resultados:

$$L_u/6 = 1,1 / 6 = 0,18 \text{ m} \qquad 18'' = 0,45 \text{ m} \qquad \text{Lado menor} = 0,20 \text{ m}$$

Se considera 0,45 m como la distancia de confinamiento, medida desde la base del poste hacia arriba.

Separación de confinamiento:

$$P = 0,45 * (A_g / (A_{ch} - 1)) * 0,85 * f'_c / f_y$$
$$P = 0,45 * (202 / 16,92 - 1) * 0,85 * 210 / 2810 = 0,011$$

Se utiliza varilla No. 3

$$S = 2 * A_v / (l_n * p) = 2 * 0,71 * (12,46 * 0,011) = 0,19 \text{ m}$$

Separación normal; se considera el menor de los siguientes resultados:

$$16 * 2,54 = 40,6 \text{ cm} \qquad 48 * 3/8 * 2,54 = 45,7 \text{ cm} \qquad \text{Lado menor} = 20 \text{ cm}$$

Con estos resultados se concluye que se deben colocar estribos # 3 G40 @ 0,20 m, a lo largo de todo el poste.

3.8. Diseño de la subestructura

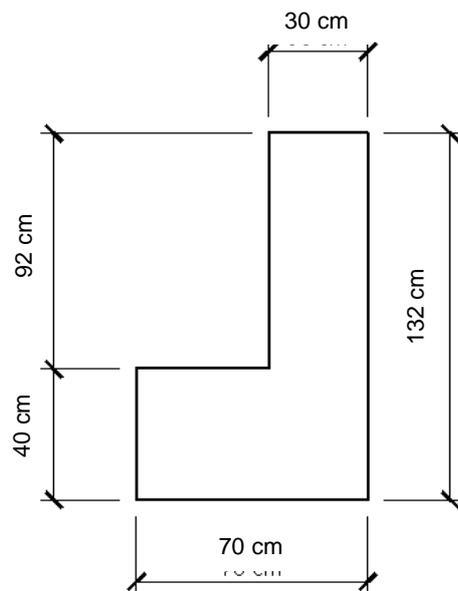
La subestructura de un puente es el conjunto de elementos estructurales destinados a transmitir la carga, proveniente de la superestructura, hacia el suelo.

La subestructura está conformada principalmente por estribos. A continuación se calculan los elementos para la conformación del estribo.

3.8.1. Cortina

La cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de tierra, fuerza de sismo y fuerza longitudinal.

Figura 17. Geometría de cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Chequeo por aplastamiento en viga de apoyo:

Carga viva = 12 570 kg

Carga muerta = 10 313,06 kg

Cargas mayoradas:

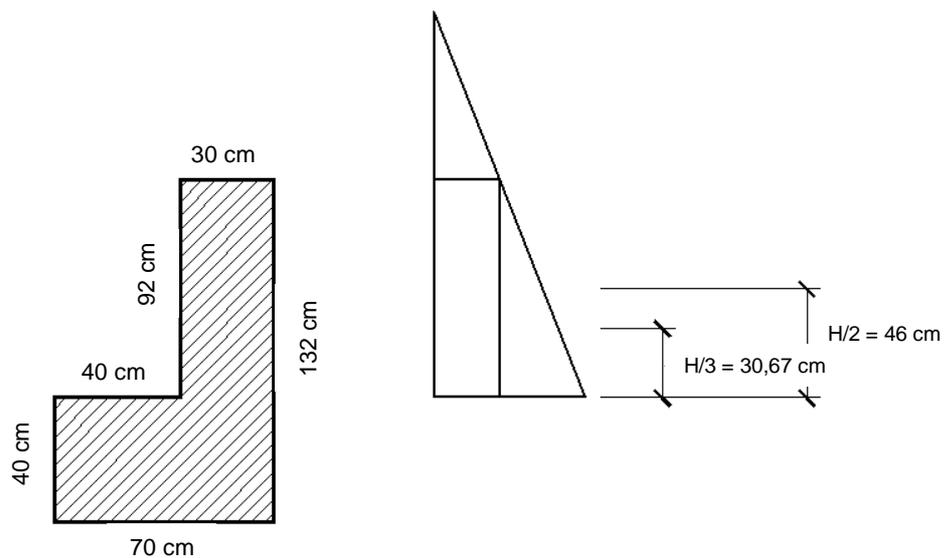
$$P_u = 1,2C_M + 1,6C_V = 1,2(10\,313,06\text{ kg}) + 1,6(12\,570\text{ kg}) = 32\,487,67\text{ kg}$$

$$= \phi(0,85 * f'_c * A)$$

$$= 0,70(0,85)(210\text{ kg/cm}^2)(40\text{ cm})(40\text{ cm}) = 149\text{ T}$$

Esto es mucho mayor al aplastamiento calculado; entonces sí chequea.

Figura 18. **Sección de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Cálculo de fuerza sísmica:

$$S = 0,12W$$

$$W = (2\ 400)(0,40 * 0,70 + 0,92 * 0,30)$$

$$W = 1\ 334,4\ \text{kg}$$

$$S = 0,12 * 1\ 334,4$$

$$S = 160,13\ \text{kg}$$

Cálculo de la fuerza longitudinal:

$$FL = \frac{0,05P}{2H}$$

$$FL = \frac{0,05(7\ 300)}{2(0,92)}$$

$$FL = 198,37\ \text{kg}$$

Cálculo de la fuerza debido al empuje del suelo:

$$Es = \frac{480(0,92 + 0,61)}{2}$$

$$Es = 367,20\ \text{kg}$$

$$Esob = 480(0,61)(0,92)$$

$$Esob = 269,38\ \text{kg}$$

Cálculo de momentos:

$$ME_{sob} = 269,38 \text{ kg}(0,46 \text{ m}) = 123,91 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME_s = 367,20 \text{ kg} (0,3067 \text{ m}) = 112,62 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MFL = 198,37 \text{ kg} (0,46 \text{ m})$$

$$MFL = 91,25 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MS = 160,13 \text{ kg} (0,46 \text{ m})$$

$$MS = 73,66 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupos de cargas para momentos, usando el mayor de ellos:

Grupo III:

$$= 1,3(ME_{sob} + ME_s + MFL)$$

$$= 1,3(123,91 \text{ kg} - \text{m} + 112,62 \text{ kg} - \text{m} + 91,25 \text{ kg} - \text{m})$$

$$= 426,11 \text{ kg} - \text{m}$$

Grupo VII:

$$= 1,3(ME_{sob} + ME_s + MS)$$

$$= 1,3(123,91 \text{ kg} - \text{m} + 112,62 \text{ kg} - \text{m} + 73,66 \text{ kg} - \text{m})$$

$$= 403,25 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo de refuerzo por flexión:

Datos:

$$M_u = 426,11 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * d}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{0,85 * f'_c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85(210)(100)(25)}{(2\,810)} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(42\,611)}{0,85(210)(100)(25)^2}} \right) = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,61 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{2\,810} * 100 * 25 = 12,54 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área de acero calculado es menor al área de acero mínimo, se colocará $A_{s \text{ min}}$, equivalente a varillas # 5 G 40 @ 15 cm, (refuerzo por flexión).

Grupos de cargas para corte:

Grupo III:

$$= 1,3(E + FL)$$

$$= 1,3(367,20 + 269,38 + 198,37)$$

$$= 1\ 085,44\ \text{kg}$$

Grupo VII:

$$= 1,3(E + S)$$

$$= 1,3(367,20 + 269,38 + 160,13)$$

$$= 1\ 035,72\ \text{kg}$$

Corte resistido por el concreto:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 25$$

$$V_c = 19\ 201\ \text{kg}$$

Debido a que la resistencia al corte del concreto es mayor al calculado, no necesita refuerzo por corte; sin embargo se debe colocar un área de acero mínimo, equivalente a varillas # 4 G 40 @ 20 cm.

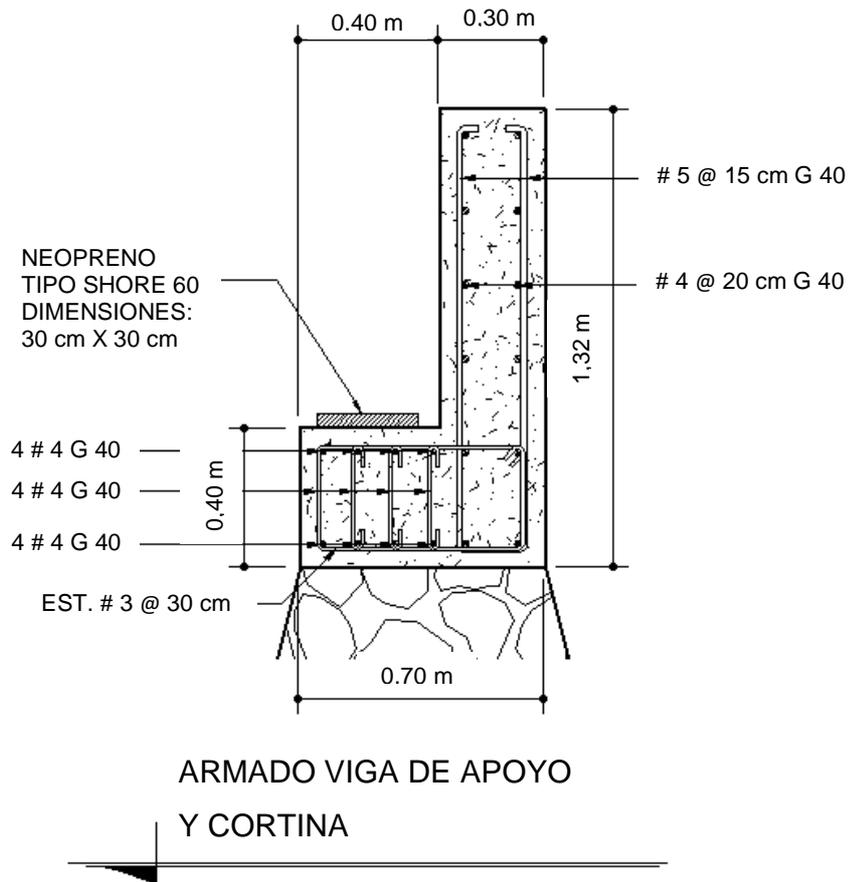
Refuerzo requerido en viga de apoyo:

$$A_{s\ \text{min}} = \frac{14,1}{2\ 810} * 40 * 25$$

$$A_{s\ \text{min}} = 5,02\ \text{cm}^2$$

Equivalente a usar 4 varillas # 4 (G 40) en cada cama.

Figura 19. **Detalle armado de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

3.8.2. **Diseño de apoyos de neopreno**

El dispositivo de apoyo es un órgano de vínculo entre dos elementos estructurales, que tiene la función de transmitir determinados componentes de sollicitación (fuerza o momento), sin movimiento entre los mismos elementos; el trabajo de estos es permitir sin oponer resistencia apreciable, los movimientos relativos entre elementos (desplazamiento o rotación).

En las normas AASHTO, sección 14, división I, y la sección 25, división II, se establecen las condiciones de apoyo para un puente, en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de claros de 15,24 metros (50 pies), no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para claros mayores o iguales a 15,24 metros (50 pies), deberá proveerse un tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación.

El tipo de material del que están hechos los apoyos puede clasificarse en metálicos y elastómeros (dentro de los cuales se encuentra el neopreno). El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura de base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálicos.

Otra de las funciones del apoyo elastomérico (neopreno) es amortiguar o disipar los esfuerzos de impacto; además, sirve para que el puente quede simplemente apoyado. Tiene tres ventajas importantes: son económicos, efectivos y no requieren de mantenimiento mayor; por tal razón se propone la utilización de estos apoyos para el presente proyecto.

El apoyo de neopreno tiene las cualidades elásticas del caucho natural pero posee mejor resistencia que aquel, contra corrosión y envejecimiento; especialmente en los procesos de oxidación acelerada ante la luz y la intemperie. Este apoyo puede estar constituido parcial o totalmente por elastómeros y contener una sola placa o ser laminados; este armado forma un bloque que contiene un conjunto de caucho sintético que posee láminas de acero en su interior, adheridas mediante un proceso de vulcanización; la capacidad de este bloque tiene la capacidad de soportar cargas verticales y se incrementa su resistencia mediante el número de láminas de acero que se coloquen.

Una de las propiedades más importantes del elastómero es su módulo de cortante, el cual puede definirse como la fuerza por pulgada cuadrada del área de contacto necesaria para deformar una cantidad igual a su espesor. Para el presente proyecto se utilizará una dureza Shore A 60 y los datos que corresponden, según la tabla VI.

Tabla VI. **Dureza Shore para elastómeros**

Table 14.6.5.2-1 Elastomer Properties At Different		
Handness (Shore 'A')	50	60
Shear modulus at 73°F (psi) Creep		
Deflection at 25	95-130	130-200
Instantaneous deflection	25%	35%

Fuente: TOLEDO MIRANDA, Byron Augusto. Diseño de puente vehicular de 70 m de luz con dos apoyos (pilas) intermedios en la aldea San Vicente, municipio de Cabañas, departamento de Zacapa. p. 76.

Para el predimensionamiento del elemento elastomérico se debe tomar en cuenta los factores de base máxima y espesor, sabiendo que estos son datos que se asumen, para luego revisarlos mediante las ecuaciones correspondientes.

$$\text{Base máxima} = b_{\text{máx}} = \text{ancho de viga} - 2 \text{ cm} = 40 \text{ cm} - 2 \text{ cm} = 38 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor} = t$$

$$1 \text{ cm} < t < (w/5) \text{ siendo } w = \text{largo del elemento}$$

$$\text{Donde } 5t < w \leq b$$

$$\text{Asumiendo } b = w = 30 \text{ cm y } t = 1,3 \text{ cm}$$

Cálculo de la deformación por compresión:

La deformación instantánea por compresión del elastómero será calculada bajo los valores máximos permitidos según la AASHTO, y para ello se utilizará la siguiente ecuación:

$$\delta = \sum \epsilon_i h_{ri}$$

Donde:

ϵ_i = tensión instantánea de compresión en la capa de elastómero i -ésimo de un elemento de elastómero laminado.

h_{ri} = espesor de la capa de elastómero en el elemento

Los valores deberán ser determinados a partir de resultados de la prueba o análisis racional. Los efectos de la fluencia del elastómero, se añaden a la deformación instantánea, al considerar desviaciones a largo plazo que deben ser calculadas a partir de la información pertinente para el compuesto elastomérico usado. En ausencia de información específica sobre el particular, pueden usarse las gráficas de la figura 20.

Con base en lo anterior se encuentra el valor de compresión por deformación, eligiendo como porcentaje de compresión un 6 % y se encuentra el factor de forma S como sigue:

$$S = \text{área cargada} / \text{área efectiva libre de abombarse}$$

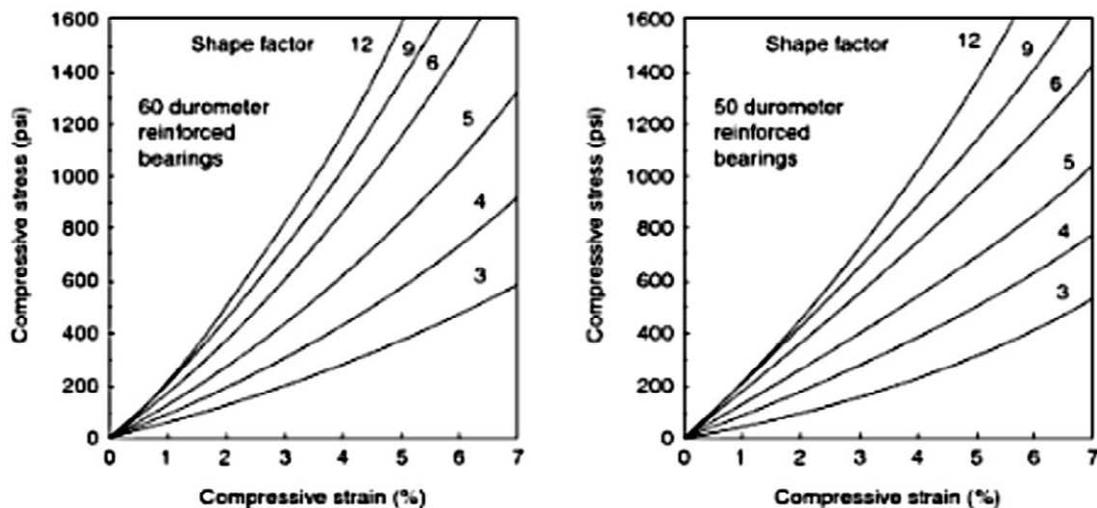
Donde:

$$\text{Área cargada} = 40 * 92 = 3\ 680$$

$$\text{Área libre de abombarse} = b * w = 30 * 30 = 900$$

$$S = (3\ 680 / 900) = 4,09$$

Figura 20. **Gráficos de compresión para SHORE 60 y 50**



Fuente: TOLEDO MIRANDA, Byron Augusto. Diseño de puente vehicular de 70 m de luz con dos apoyos (pilas) intermedios en la aldea San Vicente, municipio de Cabañas, departamento de Zacapa. p. 78.

Con los datos se obtiene que el esfuerzo de compresión es de 775 psi, equivalentes a 54,60 kilogramos sobre centímetros cuadrados. La carga resistente es el esfuerzo de compresión por el área del elastómero, lo que da una resistencia a la carga de 49 140 kilogramos. Verificando, se tiene que el corte actuante $V_u = 48\ 812,48$ kilogramos; por lo tanto el espesor y el área propuestos sí cumplen.

Cortante: la deformación por cortante (Δ_s) será tomada como la máxima deformación posible causada por flujo plástico, contracción postensionamiento y efectos térmicos calculados entre la temperatura de instalación y la menos favorable temperatura extrema, a menos que un dispositivo para desplazamiento se instale.

El apoyo será diseñado de forma que $h_{gt} \geq 2\Delta_s$

Donde:

Hgt = espesor total del elastómero (pulgadas) = 0,75"

Δ_s = servicio de máxima deformación de corte del elastómero (pulgada)

$$\Delta_s = \frac{hgt}{2}$$

$$\Delta_s = \frac{0.75}{2}$$

$\Delta_s = 0,375$ pulgadas, maxima deformaçon del elastómero

Estabilidad: para garantizar la estabilidad del apoyo, se realiza la revisión con la ecuación siguiente, donde se involucra el espesor total, la longitud y el ancho del elemento compuesto, de la siguiente forma:

$$\frac{3,84 \left(\frac{h_{gt}}{L} \right)}{S \sqrt{1 + 2 \frac{L}{W}}} \leq \frac{2,67}{S(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W} \right)}$$

Donde:

$$h_{gt} = 0,75 \text{ pulg}$$

$$L = 30 \text{ cm} = 12 \text{ pulg}$$

$$W = 30 \text{ cm} = 12 \text{ pulg}$$

$$S = t/2$$

$$S = 1,3 \text{ cm} = 0,51 \text{ pulg}$$

$$\frac{3,84 \left(\frac{0,75}{12} \right)}{0,51 \sqrt{1 + 2 \frac{12}{12}}} \leq \frac{2,67}{0,51(0,51 + 2) \left(1 + \frac{12}{4(12)} \right)}$$

$$0,27 \leq 1,67$$

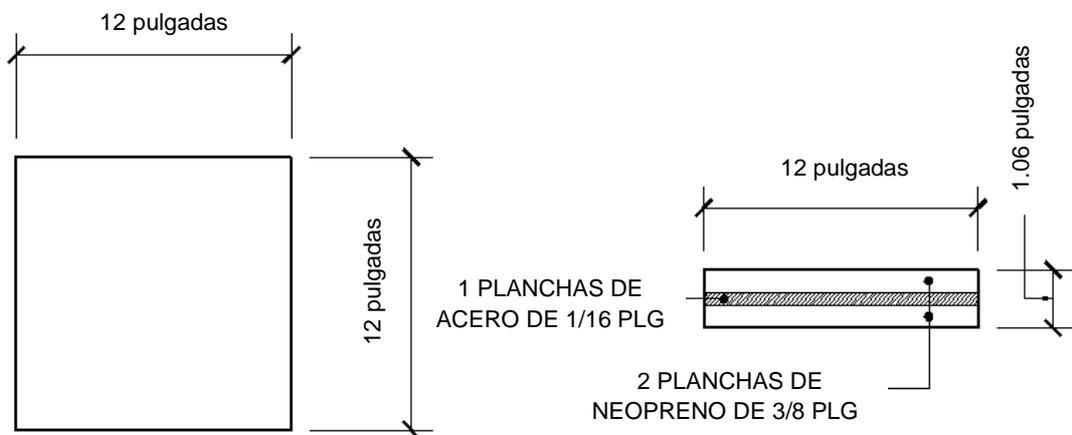
Por lo que sí cumple, entonces se puede concluir que la sección es estable y no representa ningún problema.

Refuerzo: el acero de refuerzo consiste en placas o láminas de acero, de dimensiones que cubran el área completa del elastómero, en cuanto a las propiedades del acero a utilizar; estas serán:

- Tendrá propiedades de alargamiento a la rotura mayor del 23 %
- El esfuerzo de fluencia será mayor de 2 400 kg/cm²
- El esfuerzo de rotura será mayor de 4 200 kg/cm²

Geometría: el apoyo estará compuesto de 2 placas de elastómero de 3/8 de pulgada de espesor + 1 placa de acero de 1/16 de pulgada; en total será de 22 milímetros de espesor.

Figura 21. **Detalle de apoyo de neopreno**



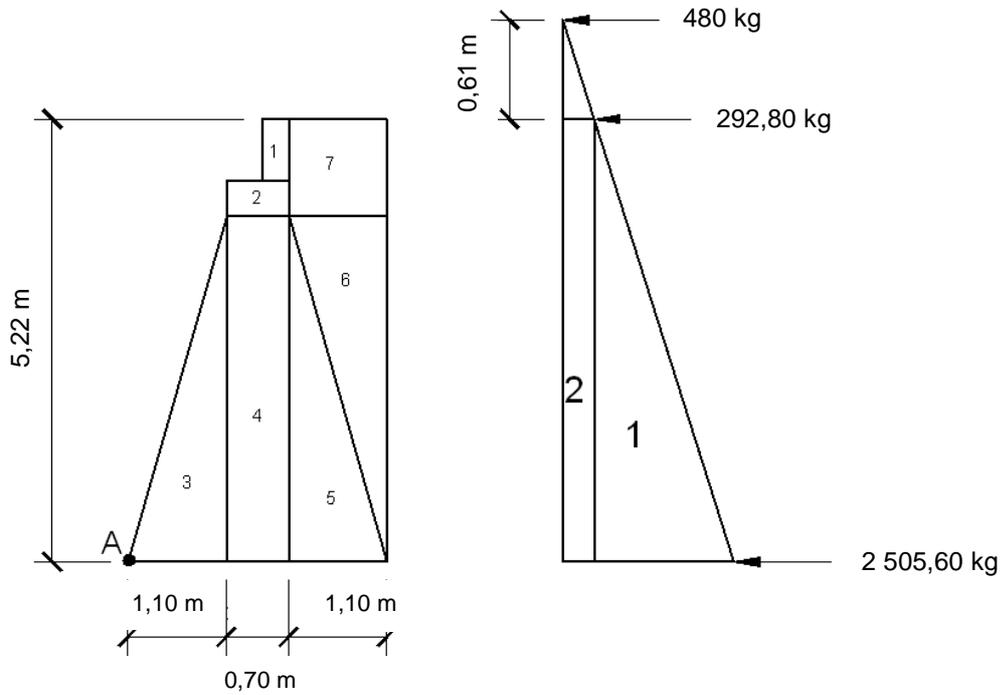
Fuente: elaboracion propia, con programa AutoCAD.

3.8.3. Estribo

El estribo es un elemento cuya función es transmitir las cargas de la superestructura hacia el suelo. También tiene por función contener la carga del relleno circundante.

El tipo de estribo por diseñar en este proyecto, corresponde a un muro de gravedad de concreto ciclópeo simplemente apoyado. El diseño consiste en asumir una sección del muro, con ello se verifica el volteo, deslizamiento y presiones.

Figura 22. Geometría y diagramas de presiones en estribo



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla VII. Resultado de fuerzas aplicadas al estribo

Sección	Empuje (kg)	Brazo (m)	Momento respecto de A
1	6 539,62	1,74	11 378,94
2	1 528,42	2,61	3 989,18
E =	8 068,04	MV =	15 368,12

Fuente: elaboración propia.

Tabla VIII. **Resultado de las fuerzas estabilizantes en el estribo**

Sección	Área	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento
1	0,28	672,00	1,65	1 108,80
2	0,28	672,00	1,45	974,40
3	2,15	5 160,00	0,73	3 784,00
4	2,73	6 552,00	1,45	9 500,40
5	2,15	5 160,00	2,17	11 180,00
6	2,15	4 042,00	2,53	10 239,73
7	1,45	2 726,00	2,35	6 406,10
W =		24 984,00	ME =	43 193,43

Fuente: elaboración propia.

Revisión del muro con superestructura y carga viva:

$$CM = 10\,313,06 \text{ kg}$$

$$CV = 12\,570 \text{ kg}$$

$$CM+CV = 22\,883,06 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 1,45 \text{ m}$$

$$ME1 = (CM + CV) * \text{Brazo}$$

$$ME1 = 22\,883,06 * 1,45$$

$$ME1 = 33\,180,44$$

$$MET = ME1 + ME$$

$$MET = 33\,180,44 + 43\,193,43$$

$$MET = 76\,373,87$$

Revisión de presiones:

$$a = \frac{(MET - MV)}{(CM + CV) + W}$$

$$a = \frac{(76\,373,87 - 15\,368,12)}{22\,883,06 + 24\,984,00}$$

$$a = 1,27$$

$$3a > b$$

$$3(1,27) > 2,90$$

$$3,81 > 2,90; \text{ chequea}$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2,90}{2} - 1,27 = 0,18$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{(W + CV + CM)}{A} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) = \frac{(24\,984,00 + 22\,883,06)}{2,90 * 1} \left(1 + \frac{6(0,18)}{2,90}\right)$$

$$P_{\text{máx}} = 22\,652,90 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 25\,970 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{(W + CV + CM)}{A} \left(1 - \frac{6e}{b}\right) = \frac{(22\,984,00 + 22\,883,06)}{2,90 * 1} \left(1 - \frac{6(0,18)}{2,90}\right)$$

$$P_{\text{mín}} = 9\,926,05 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0$$

Las presiones calculadas chequean; ambos están dentro de los parámetros establecidos.

Revisión del muro con sismo, sin carga viva:

$$W1 = W + W_{cm}$$

$$W1 = 24\,984,00 + 10\,313,06$$

$$W1 = 35\,297,06$$

$$ME2 = ME + W_{cm} * Brazo$$

$$ME2 = 43\,193,43 + 10\,313,06 (1,45)$$

$$ME2 = 58\,147,37$$

Fuerza horizontal:

$$FH = 1,08E + 0,08W1$$

$$FH = 1,08 (8\,086,04) + 0,08 (35\,297,06)$$

$$FH = 11\,556,69$$

Tabla IX. **Resultado de las fuerzas por sismo aplicadas al estribo**

Sección	Área	Peso (kg)	Brazo (m)	Momento
1	0,28	672	4,76	3 198,72
2	0,28	672	4,10	2 755,20
3	2,15	5 160	1,30	6 708
4	2,73	6 552	1,95	12 776,40
5	2,15	5 160	1,30	6 708
6	2,15	4 042	2,60	10 509,20
7	1,45	2 726	4,56	12 430,56
W =		24 984	MV2 =	55 086,08

Fuente: elaboración propia.

$$MEQ = 0,08MV2$$

$$MEQ = 0,08 (55\,086,08)$$

$$MEQ = 4\,406,89$$

$$MV3 = MV + W_{cm} * 0,08 * h + MEQ$$

$$MV3 = 15\,386,12 + 10\,313,06 (0,08)(4,30) + 4\,406,89$$

$$MV3 = 23\,322,70$$

Comprobación de volteo:

$$V = ME2/MV3 = 58\,147,37/23\,322,70 = 2,49 > 1,5; \text{ chequea}$$

Comprobación de deslizamiento:

$$D = 0,5 * W1/FH = 0,5 (35\,297,06)/11\,556,69 = 1,53 > 1,50; \text{ chequea}$$

Revisión de presiones:

$$a = (ME2 - MV3)/W1 = (58\,147,37 - 23\,322,70)/35\,297,06 = 0,99$$

$$3a > b$$

$$3 (0,99) > 2,90$$

$$2,97 > 2,90; \text{ chequea}$$

$$e = b/2 - a = 2,90/2 - 0,99 = 0,46$$

$$P \text{ máxima} = (W1/A) (1 + 6e/b) = (35\,297,06/2,90*1) (1 + 6*0,46/2,90)$$

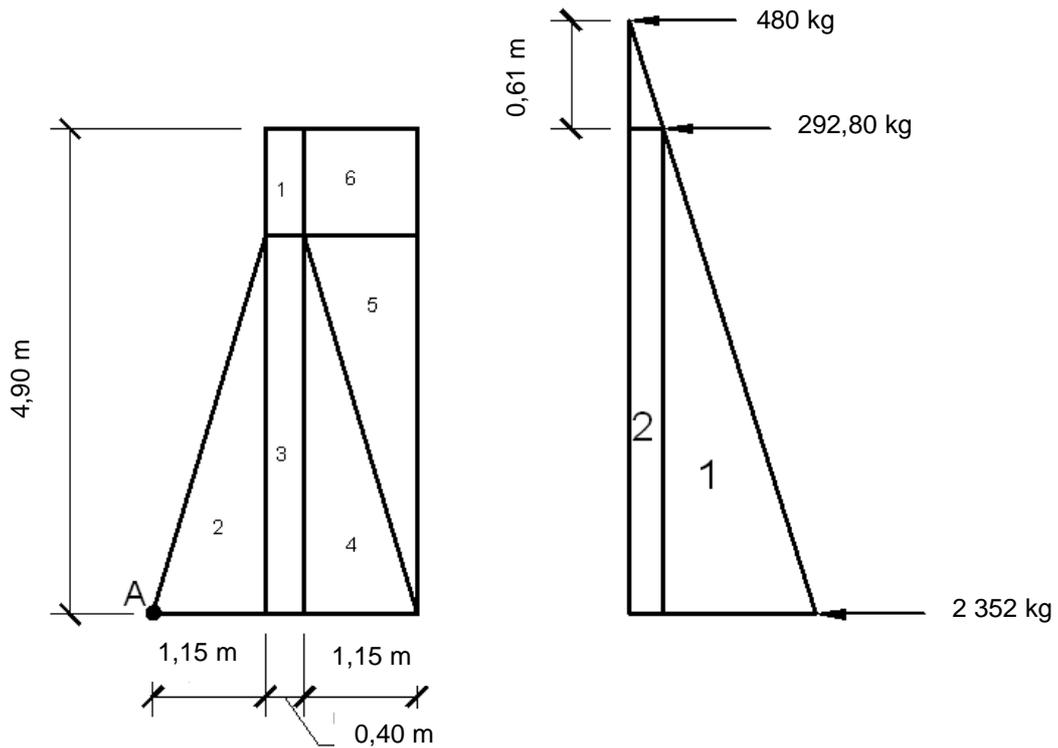
$$P \text{ máxima} = 23\,755,22 \text{ kg/m}^2 < 25\,970 \text{ kg/m}^2$$

$$P \text{ mínima} = (W1/A) (1 - 6e/b) = (35\,297,06/2,90*1) (1 - 6*0,46/2,90)$$

$$P \text{ mínima} = 587,58 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Las dimensiones propuestas para el estribo, resisten las cargas a que están sujetas; por lo tanto son aptas.

Figura 23. **Geometría y diagramas de presiones en obras de aletones**



Fuente: elaboración propia, con programa AutoCAD.

Tabla X. **Resultado de fuerzas aplicadas al muro de gravedad, aletones**

Sección	Empuje	Brazo	Momento
1	5 762,4	1,63	9 411,92
2	1 434,72	2,45	3 515,06
E =	7 197,12	MV =	12 926,98

Fuente: elaboración propia.

Tabla XI. **Resultado del cálculo del momento estabilizante en el muro de protección, aletones**

Sección	Área	Peso	Brazo	Momento
1	0,40	960	1,35	1 296
2	2,24	5 382	0,77	4 126,20
3	1,56	3 744	1,35	5 054,40
4	2,24	5 382	1,93	10 405,20
5	2,24	4 215,90	2,32	9 766,84
6	1,15	2 162	2,13	4 594,25
W =		21845.90	ME =	35 242,89

Fuente: elaboración propia.

Revisión de volteo:

$$ME/MV = 35\ 242,89/12\ 926,98 = 2,73 > 1,50; \text{ chequea}$$

Revisión de deslizamiento:

$$D = 0,5W/F = 0,5 (21\ 845,90)/7\ 197,12 = 1,52 > 1,50; \text{ chequea}$$

Revisión de presiones:

$$a = (ME - MV)/W = (35\ 242,89 - 12\ 926,98)/21\ 845,90 = 1,02$$

$$3a > b$$

$$3 (1,02) > 2,70$$

$$3,06 > 2,70; \text{ chequea}$$

$$e = b/2 - a = 2,70/2 - 1,02 = 0,33$$

$$P \text{ máxima} = (W/A) (1 + 6e/b) = (21\ 845,90/2,70*1) (1 + 6*0,33/2,70)$$

$$P \text{ máxima} = 13\ 997,30 \text{ kg/m}^2 < 25\ 970 \text{ kg/m}^2$$

$$P \text{ mínima} = (W/A) (1 - 6e/b) = (21\ 845,90/2,70*1) (1 - 6*0,33/2,70)$$

$$P \text{ mínima} = 2\ 184,85 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Las dimensiones propuestas del muro, son aptas, ya que resisten las cargas a que están sujetas.

3.9. Elaboración de planos

Del proyecto “puente vehicular en el sector Panucá, municipio de Santo Domingo Xenacoj”, se elaboraron los siguientes planos:

- Plano de ubicación del puente y ubicación de cimentación
- Plano de línea central del puente, geometría, secciones transversal y longitudinal
- Plano de geometría de superestructura
- Plano de armado de losa, viga V-1, diafragmas, barandales y geometría de viga de apoyo
- Plano de armado de viga principal, secciones, viga de apoyo y cortina y armado de diafragma

- Plano de estribos, secciones, elevaciones, obras de protección y especificaciones.

3.10. Elaboración de presupuesto

La cuantificación de los materiales se hizo con base en los planos, con un margen de desperdicio de 10%.

La cotización de los materiales, se efectuó con base en precios locales. La mano de obra fue estimada de acuerdo con los precios de trabajos a destajo.

Para cada uno de los renglones se cuantificaron materiales y mano de obra; los precios unitarios, se integraron posteriormente, para obtener un precio por renglón, dependiendo de la unidad que le corresponda.

3.10.1. Presupuesto para la construcción del puente vehicular

Para la elaboración del presupuesto se realizaron cotizaciones con base en precios locales, para tener un precio real de materiales; respecto de la mano de obra, se aplicaron los salarios que se manejan en la localidad.

En cuanto a costos indirectos, que corresponden a administración, dirección técnica, imprevistos y utilidad, se aplicó el 31%.

El costo total del proyecto es de quinientos cincuenta y cuatro mil quinientos veinte quetzales con cuarenta y cuatro centavos (Q 554 520,44).

Tabla XII. Resumen presupuestario puente vehicular

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR (SECTOR PANUCÁ)					
LOCALIZACIÓN: SANTO DOMINGO XENACÓJ, SACATEPÉQUEZ					
No.	Renglones	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Monto total
1,0	TRABAJOS PRELIMINARES GENERALES				
1,1	Limpieza y destronque	m ²	52	Q46,77	Q2 432,17
1,2	Trazo y estaqueado	ml	53,35	Q81,06	Q4 324,39
1,3	Excavación	m ³	242,65	Q58,04	Q14 083,08
1,4	Relleno estructural	m ³	130,18	Q32,83	Q4 273,81
1,5	Aproches	m ³	315,20	Q46,73	Q14 730,32
2,0	SUPERESTRUCTURA				
2,1	Viga principal V – 1 de concreto reforzado	ml	24	Q4 746,10	Q113 906,52
2,2	Diafragma (viga V - 2) de concreto reforzado	ml	7,40	Q1 357,65	Q10 046,58
2,3	Losa de rodadura de concreto reforzado	m ²	39,40	Q1 290,46	Q50 844
2,4	Banqueta de concreto reforzado	m ²	16,80	Q1 250,78	Q21 013,06
2,5	Barandal	ml	24	Q365,26	Q8 766,33
2,6	Neopreno	Unidad	4	Q8 100,43	Q32 401,73
3,0	SUBESTRUCTURA				
3,1	Estribo de concreto ciclópeo	m ³	71,35	Q1 887,13	Q134 646,91
3,2	Viga de apoyo y cortina concreto reforzado	m ³	5,20	Q3 475,60	Q18 073,11
3,3	Obras de protección de concreto ciclópeo	m ³	64,25	Q1 882,93	Q120 978
4,0	OTROS				
4,1	Señalización	global	1	Q4 000,43	Q4 000,43
COSTO TOTAL DE LA OBRA					Q 554 520,44

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. La construcción del puente vehicular en el sector Panucá, garantiza el transporte de los productos agrícolas de este sector hacia la cabecera, durante cualquier época del año, beneficiando a 1 200 habitantes del municipio; el costo al cual asciende este proyecto es de Q 554 520,44.
2. El sistema de alcantarillado sanitario permitirá que la comunidad cuente con mejores condiciones de salubridad, ya que la evacuación inadecuada de las aguas servidas ocasiona una serie de enfermedades, sobre todo a los niños. La construcción del alcantarillado asciende a un costo de Q 1 226 095,01, beneficiando a las zonas 2 y 3, de la cabecera municipal de Santo Domingo Xenacoj, departamento de Sacatepéquez.
3. Los dos proyectos diseñados serán de beneficio para el municipio e impulsarán el desarrollo socioeconómico del lugar, mejorando las condiciones de trabajo y vida de la comunidad y generando empleo para los habitantes.
4. Con la planificación de este proyecto, a través del Ejercicio Profesional Supervisado, la Facultad de Ingeniería está cumpliendo con su labor de proyección social, por cuanto las instituciones beneficiadas no hicieron desembolso para la realización de los diseños.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj:

1. Garantizar una supervisión técnica profesional, en la ejecución de los proyectos, para que así se cumpla con las especificaciones dadas en los planos.
2. Para el puente vehicular del sector Panucá, deberá realizarse un estudio de suelos previo a la construcción, a través de un ensayo dinámico para verificar la cimentación propuesta.
3. Comprobar la calidad de los materiales antes de su uso, así como chequear resistencias de los concretos, según especificaciones para cada elemento estructural.
4. Independientemente de los proyectos a realizarse, se les debe dar mantenimiento adecuado, con la finalidad de que cumplan con el tiempo de vida útil.

BIBLIOGRAFÍA

1. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. 5a ed. México: Limusa, 1999. 652 p.
2. *Especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes*. Guatemala: DGC, 2000. 724 p.
3. *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD*. 2a ed. Estados Unidos: AASHTO, 2002. 2244 p.
4. MCCORMAC, Jack C. *Diseño de concreto reforzado*. 4a ed. México: Alfaomega, 2007. 69, 779 p.
5. LÓPEZ BARRIOS, Edgar Rogelio. *Diseño de puente vehicular aldea San Andrés La Lima y red de alcantarillado sanitario aldea El Chagüite, municipio de Malacatán, San Marcos*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, Guatemala, 2007. 141 p.
6. LÓPEZ CUC, Luis Fernando. *Diseño de puente vehicular para la comunidad Río Grande, Los Llanos, municipio de Joyabaj Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008. 139 p.

7. RAMOS CONTRERAS, Carlos Enrique. *Diseño de la carretera y puente vehicular hacia la Colonia Ferrocarrilera, cabecera municipal de Escuintla, departamento de Escuintla*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 178 p.
8. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario (versión en español y en sistema métrico)*. Estados Unidos: ACI, 2008. 495 p.
9. TIU CUA, Rolando Eleuterio. *Diseño de edificio escolar de dos niveles y drenaje pluvial de un sector de la zona 2, cabecera municipal de San Andrés Xecul, Totonicapán*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 125 p.
10. TOLEDO MIRANDA, Byron Augusto. *Diseño de puente vehicular de 70 m de luz con dos apoyos (pilas) intermedios en la aldea San Vicente, municipio de Cabañas, departamento de Zacapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2012. 201 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. **Elementos hidráulicos de una alcantarilla de sección transversal circular**

q/Q	v/V	d/D	q/Q	v/V	d/D
0,000030	0,050	0,0050	0,009098	0,312	0,0675
0,000081	0,074	0,0075	0,009850	0,320	0,0700
0,000147	0,088	0,0100	0,010565	0,327	0,0725
0,000244	0,103	0,0125	0,011379	0,334	0,0750
0,000360	0,116	0,0150	0,012194	0,341	0,0775
0,000504	0,129	0,0175	0,013040	0,348	0,0800
0,000672	0,141	0,0200	0,013923	0,355	0,0825
0,000865	0,152	0,0225	0,014794	0,361	0,0850
0,001084	0,163	0,0250	0,015739	0,368	0,0875
0,001336	0,174	0,0275	0,016721	0,375	0,0900
0,001608	0,184	0,0300	0,017918	0,381	0,0925
0,001911	0,194	0,0325	0,018729	0,388	0,0950
0,002233	0,203	0,0350	0,019693	0,393	0,0975
0,002584	0,212	0,0375	0,020868	0,401	0,1000
0,002966	0,221	0,0400	0,022016	0,408	0,1025
0,003376	0,230	0,0425	0,023118	0,414	0,1050
0,003822	0,239	0,0450	0,024289	0,420	0,1075
0,004295	0,248	0,0475	0,025500	0,426	0,1100
0,004787	0,256	0,0500	0,026724	0,432	0,1125
0,005306	0,264	0,0525	0,028043	0,439	0,1150
0,005880	0,273	0,0550	0,029264	0,444	0,1175
0,006463	0,281	0,0575	0,030587	0,450	0,1200
0,007078	0,289	0,0600	0,031943	0,456	0,1225
0,007731	0,297	0,0625	0,033401	0,463	0,1250
0,008412	0,305	0,0650	0,034754	0,468	0,1275

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice 1.

q/Q	v/V	d/D	q/Q	v/V	d/D
0,036137	0,473	0,1300	0,110976	0,659	0,2250
0,037625	0,479	0,1325	0,116112	0,669	0,2300
0,039064	0,484	0,1350	0,121092	0,676	0,2350
0,040616	0,490	0,1375	0,126232	0,684	0,2400
0,042120	0,465	0,1400	0,131480	0,692	0,2450
0,043747	0,501	0,1425	0,137260	0,702	0,2500
0,045397	0,507	0,1450	0,147930	0,716	0,2600
0,046649	0,511	0,1475	0,159020	0,730	0,2700
0,486290	0,517	0,1500	0,171220	0,747	0,2800
0,503100	0,522	0,1525	0,183170	0,761	0,2900
0,052082	0,528	0,1550	0,195800	0,776	0,3000
0,053806	0,533	0,1575	0,208580	0,790	0,3100
0,555650	0,538	0,1600	0,221800	0,804	0,3200
0,059162	0,548	0,1650	0,235160	0,817	0,3300
0,063594	0,560	0,1700	0,248820	0,830	0,3400
0,066763	0,568	0,1750	0,263270	0,843	0,3500
0,070630	0,577	0,1800	0,277440	0,856	0,3600
0,074743	0,587	0,1850	0,291970	0,868	0,3700
0,078845	0,596	0,1900	0,306490	0,879	0,3800
0,083036	0,605	0,1950	0,321720	0,891	0,3900
0,087564	0,615	0,2000	0,336930	0,902	0,4000
0,091040	0,624	0,2050	0,352460	0,913	0,4100
0,096634	0,633	0,2100	0,367090	0,921	0,4200
0,101662	0,644	0,2150	0,381910	0,934	0,4300
0,106191	0,651	0,2200	0,399630	0,943	0,4400

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice 1.

q/Q	v/V	d/D	q/Q	v/V	d/D
0,416810	0,955	0,4500	0,867910	1,126	0,7200
0,432960	0,964	0,4600	0,883840	1,123	0,7300
0,449310	0,973	0,4700	0,897340	1,132	0,7400
0,466470	0,983	0,4800	0,912300	1,134	0,7500
0,483030	0,991	0,4900	0,926340	1,136	0,7600
0,500000	1,000	0,5000	0,939420	1,137	0,7700
0,517190	1,009	0,5100	0,953210	1,139	0,7800
0,533870	1,016	0,5200	0,970150	1,140	0,7900
0,550600	1,023	0,5300	0,989060	1,140	0,8000
0,566850	1,029	0,5400	1,000450	1,140	0,8100
0,582150	1,033	0,5500	1,000450	1,140	0,8200
0,604440	1,049	0,5600	1,009660	1,139	0,8300
0,622970	1,058	0,5700	1,021400	1,139	0,8400
0,637500	1,060	0,5800	1,031000	1,139	0,8500
0,654880	1,066	0,5900	1,047400	1,136	0,8600
0,671570	1,072	0,6000	1,047400	1,134	0,8700
0,688760	1,078	0,6100	1,054100	1,131	0,8800
0,705370	1,083	0,6200	1,060300	1,128	0,8900
0,722690	1,089	0,6300	1,065500	1,124	0,9000
0,739470	1,094	0,6400	1,070100	1,120	0,9100
0,755100	1,098	0,6500	1,074200	1,116	0,9200
0,773390	1,104	0,6600	1,074900	1,109	0,9300
0,789130	1,108	0,6700	1,074100	1,101	0,9400
0,805230	1,112	0,6800	1,073500	1,094	0,9500
0,821330	1,116	0,6900	1,071400	1,086	0,9600
0,837410	1,120	0,7000	1,065600	1,075	0,9700
0,853760	1,124	0,7100	1,056900	1,062	0,9800

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Profundidad mínima de tuberías

Profundidad mínima de la cota inferior para evitar rupturas

Diámetro	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Tráfico normal	1,22	1,28	1,33	1,41	1,50	1,58	1,66	1,84	1,99	2,14	2,25	2,55
Tráfico pesado	1,42	1,48	1,53	1,51	1,70	1,78	1,86	2,04	2,19	2,34	2,45	2,75

Fuente: LÓPEZ BARRIOS, Edgar Rogelio. *Diseño de puente vehicular aldea San Andrés La Lima y red de alcantarillado sanitario aldea El Chagüite, municipio de Malacatán, San Marcos.*

p. 64.

Apéndice 3. Cálculo de áreas para minicuenas

Cálculo de áreas para minicuenas

a	b	c	$s = 0,5*(a + b + c)$	s-a	s-b	s-c	$s(s-a)(s-b)(s-c)$	$A = \text{raiz}(s(s-a)(s-b)(s-c))$	AREA
80,64	73,50	69,10	111,62	30,98	38,12	42,52	5 604 922,08	2 367,47	0,3999
80,64	60,24	54,18	97,53	16,89	37,29	43,35	2 662 866,28	1 631,83	
84,71	54,46	67,39	103,28	18,57	48,82	35,89	3 360 464,92	1 833,16	1
84,71	54,36	54,18	96,63	11,92	42,27	42,45	2 065 337,19	1 437,13	
67,39	95,80	63,68	113,44	46,05	17,64	49,76	4 582 914,42	2 140,77	2
95,80	59,75	73,47	114,51	18,71	54,76	41,04	4 814 908	2 194,29	
68,17	59,75	52,29	90,11	21,94	30,36	37,82	2 268 719,85	1 506,23	3
68,17	44,40	55,54	84,06	15,89	39,66	28,52	1 509 809,32	1 228,74	
98,92	129,01	55,09	141,51	42,59	12,50	86,42	6 510 570,50	2 551,58	4
53,08	21,83	55,09	65,00	11,92	43,17	9,91	331 470,83	575,74	5
53,08	30,32	28,84	56,12	3,04	25,80	27,28	120 075,75	346,52	
59,77	49,18	74,72	91,84	32,07	42,66	17,12	2 149 741,92	1 466,20	6
43,54	32,43	28,84	52,41	8,87	19,98	23,57	218 678,30	467,63	7
43,54	43,92	51,05	69,26	25,72	25,34	18,21	821 389,70	906,31	
45,62	43,92	49,18	69,36	23,74	25,44	20,18	845 333,48	919,42	8
45,62	42,39	45,77	66,89	21,27	24,50	21,12	736 187,92	858,01	

Fuente: elaboración propia.

Continuación del apéndice 3.

a	b	c	$s = 0,5*(a + b + c)$	s-a	s-b	s-c	$s(s-a)(s-b)(s-c)$	$A = \text{raiz}(s(s-a)(s-b)(s-c))$	AREA	
53,52	25,12	51,05	64,85	11,33	39,73	13,80	402 439,24	634,38	9	0,1161
53,52	20,06	53,44	63,51	9,99	43,45	10,07	277 604,72	526,88		
45,55	20,06	45,77	55,69	10,14	35,63	9,92	199 591,79	446,76	10	0,1310
45,55	38,92	52,80	68,64	23,09	29,72	15,84	745 537,20	863,44		
40,46	52,80	76,72	84,99	44,53	32,19	8,27	1 007 504,54	1 003,75	11	0,1779
40,46	38,48	53,44	66,19	25,73	27,71	12,75	601 698,43	775,69		
85,08	26,01	91,54	101,32	16,24	75,31	9,77	1 210 783,85	1 100,36	12	0,2090
85,08	25,12	79,10	94,65	9,57	69,53	15,55	979 343,80	989,62		
68,97	38,48	82,94	95,20	26,23	56,72	12,26	1 735 165,43	1 317,26	13	0,2564
68,97	36,17	79,10	92,12	23,15	55,95	13,02	1 553 516,96	1 246,40		
47,61	26,01	41,81	57,72	10,11	31,71	15,91	294 094,19	542,30	14	0,0993
47,61	24,07	37,83	54,76	7,15	30,69	16,93	203 179,94	450,75		
48,33	36,17	53,39	68,95	20,62	32,78	15,56	724 600,84	851,23	15	0,1252
48,33	19,34	41,81	54,74	6,41	35,40	12,93	160 607,05	400,76		
36,14	24,07	32,00	46,11	9,97	22,04	14,11	142 794,50	377,88	16	0,0661
36,14	21,54	26,49	42,09	5,95	20,55	15,60	80 162,40	283,13		
39,79	32,00	19,34	45,57	5,78	13,57	26,23	93 609,23	305,96	17	0,0670
39,79	34,71	21,01	47,76	7,97	13,05	26,75	132 706,23	364,29		

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 4. Cálculo de dimensiones de rejillas

Longitud de tragante

De PV	A PV	S % longitudinal	S % calle	Y bordillo (m)	n	H = ancho de rejilla	P = espesor metal (plg)	B = Y bordillo / S% calle	B' (m)	Q1 (m ³ /s)	Y' (m)	B = ancho rejilla	Q2	Qi (m ³ /s)	Área transversal	V=Qi/Xi (m/s)	X = largo de rejilla
1	2	10,8%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,46	0,093	3,08	0,37	0,09	0,02	3,6	1,09
2	3	5,2%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,32	0,093	3,08	0,26	0,06	0,02	2,5	0,75
3	4	1,6%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,18	0,093	3,08	0,14	0,03	0,02	1,4	0,42
4	5	7,7%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,38	0,093	3,08	0,31	0,07	0,02	3,0	0,92
5	6	2,4%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,21	0,093	3,08	0,17	0,04	0,02	1,7	0,51
6	7	12,1%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,48	0,093	3,08	0,39	0,09	0,02	3,7	1,15
7	8	2,0%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,20	0,093	3,08	0,16	0,04	0,02	1,5	0,47
8	9	5,6%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,33	0,093	3,08	0,27	0,06	0,02	2,6	0,78
9	10	6,3%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,35	0,093	3,08	0,28	0,06	0,02	2,7	0,83
10	11	9,1%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,42	0,093	3,08	0,34	0,08	0,02	3,3	1,00
11	12	8,7%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,41	0,093	3,08	0,33	0,08	0,02	3,2	0,98
20	21	12,9%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,50	0,093	3,08	0,40	0,09	0,02	3,9	1,19
21	22	12,9%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,50	0,093	3,08	0,40	0,09	0,02	3,9	1,19
22	23	12,9%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,50	0,093	3,08	0,40	0,09	0,02	3,9	1,19
23	24	5,1%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,31	0,093	3,08	0,25	0,06	0,02	2,4	0,75
24	25	5,1%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,31	0,093	3,08	0,25	0,06	0,02	2,4	0,75
25	26	1,0%	3%	0,1	0,016	0,25	1	3,3	3,3	0,14	0,093	3,08	0,11	0,03	0,02	1,1	0,33

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 5. **Planos del alcantarillado pluvial**

1. Plano de planta general
2. Plano de planta y perfil de alcantarillado PV 1 a PV 7
3. Plano de planta y perfil de alcantarillado PV 7 a PV 13
4. Plano de planta y perfil de alcantarillado PV 14 a PV 18
5. Plano de planta y perfil de alcantarillado PV 18 a PV 26
6. Plano de detalles de pozo de visita
7. Plano de detalles de pozo de visita y rejillas metálicas
8. Plano de detalles de tragantes
9. Plano de detalles de tragantes y especificaciones

Apéndice 6. **Planos del puente vehicular**

1. Plano de ubicación y cimentación del puente
2. Plano de geometría del puente y secciones transversal y longitudinal
3. Plano de armado de losa, geometría de viga, barandal y viga de apoyo
4. Plano de detalle de armado de viga, armado de diafragma, secciones de viga principal y viga de apoyo
5. Plano de detalle de estribos y especificaciones

ANEXOS

Anexo 1. Informe de ensayo de compresión triaxial



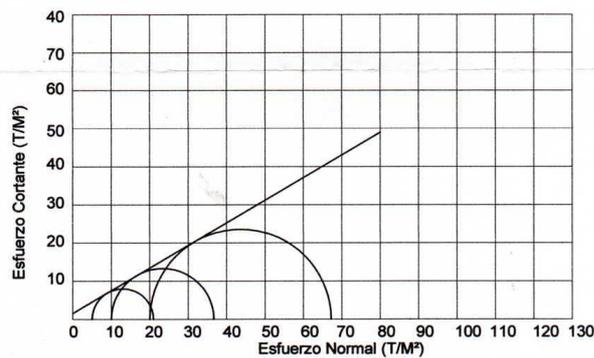
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Nº 008701

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No. 300 S.S. O.T.No.: 25,546
 INTERESADO: Nelson Eduardo Chile Bajac, carne 2004-12764.
 PROYECTO: EPS, Diseño de Puente Vehicular en el Sector Panucá.
 UBICACIÓN: Municipio de Santo Domingo Xenacoj, Dep. de Sacatepequez.
 pozo: 1 Profundidad: 2.50 m. Muestra: 1
 Fecha: 17 de agosto de 2009.



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 30.67^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 1.61 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arena poca limosa, color gris oscuro.
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	11.22	23.75	41.42
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	2.5	4.5	7.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.36	1.36	1.36
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.88	1.88	1.88
HUMEDAD (%H)	33.72	33.72	33.72

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Caño Morales
DIRECTORA CII/USAC



Atentamente,

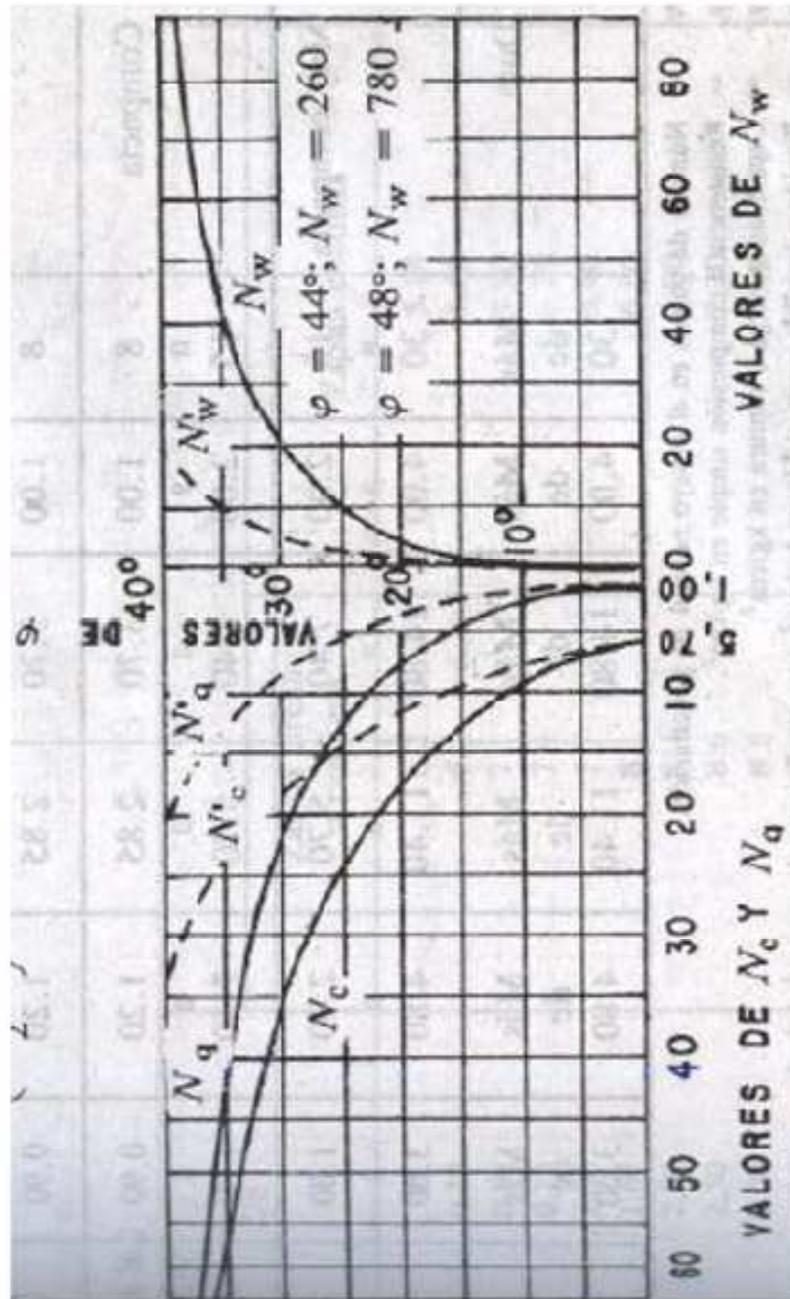
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



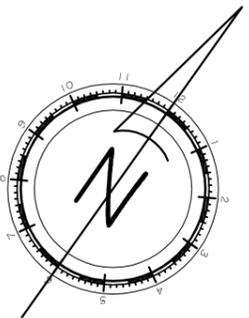
FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio I-S, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii-usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

Anexo 2. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

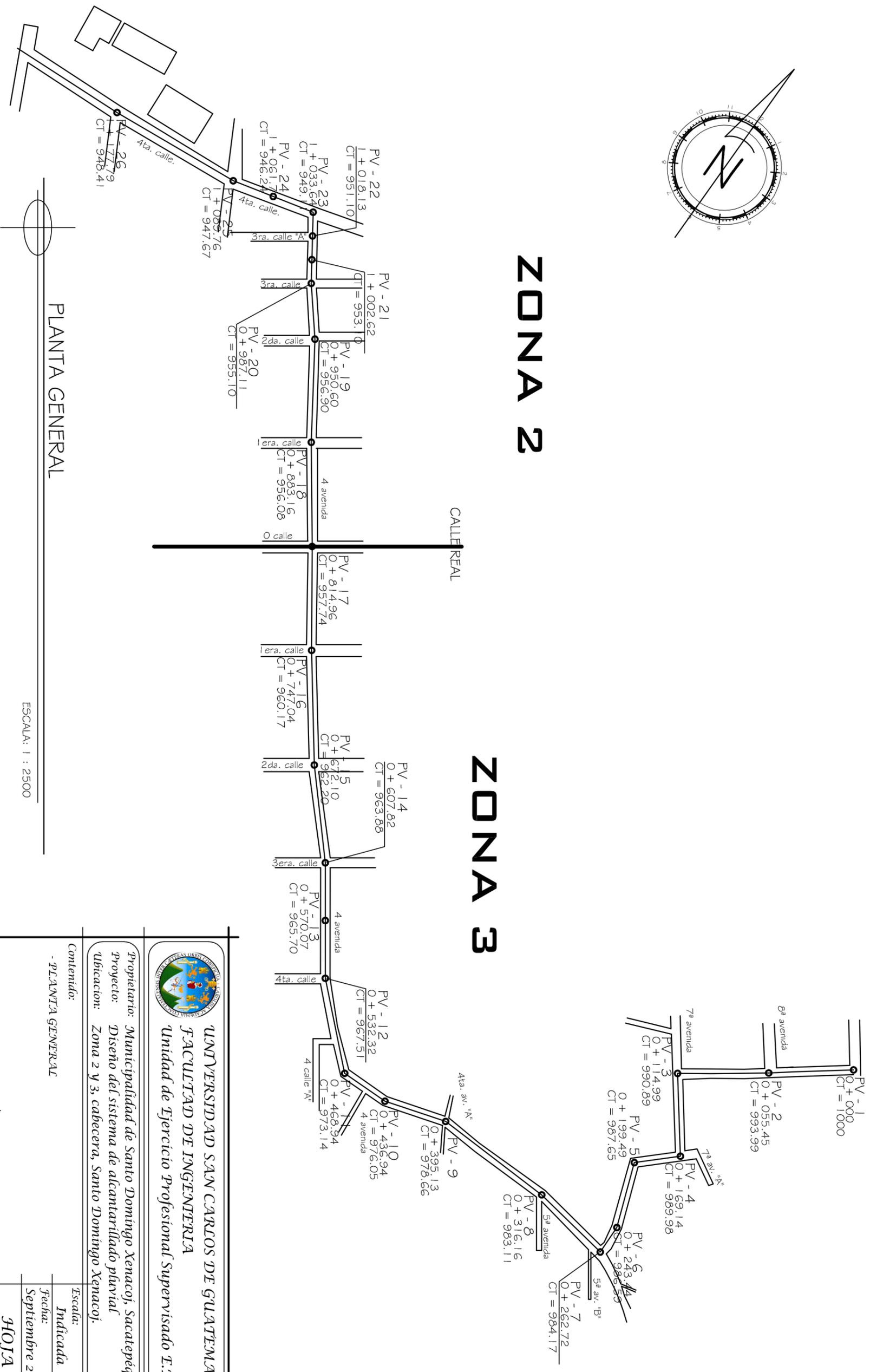


Fuente: CRESPO, Carlos, *Mecánica de suelos y cimentaciones*. p. 295.



ZONA 2

ZONA 3



PLANTA GENERAL

ESCALA: 1 : 2500



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
 Proyecto: *Diseño del sistema de alcantarillado pluvial*
 Ubicación: *Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.*

Contenido:
 - PLANTA GENERAL

Escala: *Indicada*
 Fecha: *Septiembre 2013*

HOJA

Diseño: Ing. Nelson E. Chile Bajxac	Calculo: Ing. Nelson E. Chile Bajxac
Revisor: Ing. Juan Merle Cos	Dibujo: Ing. Nelson E. Chile Bajxac

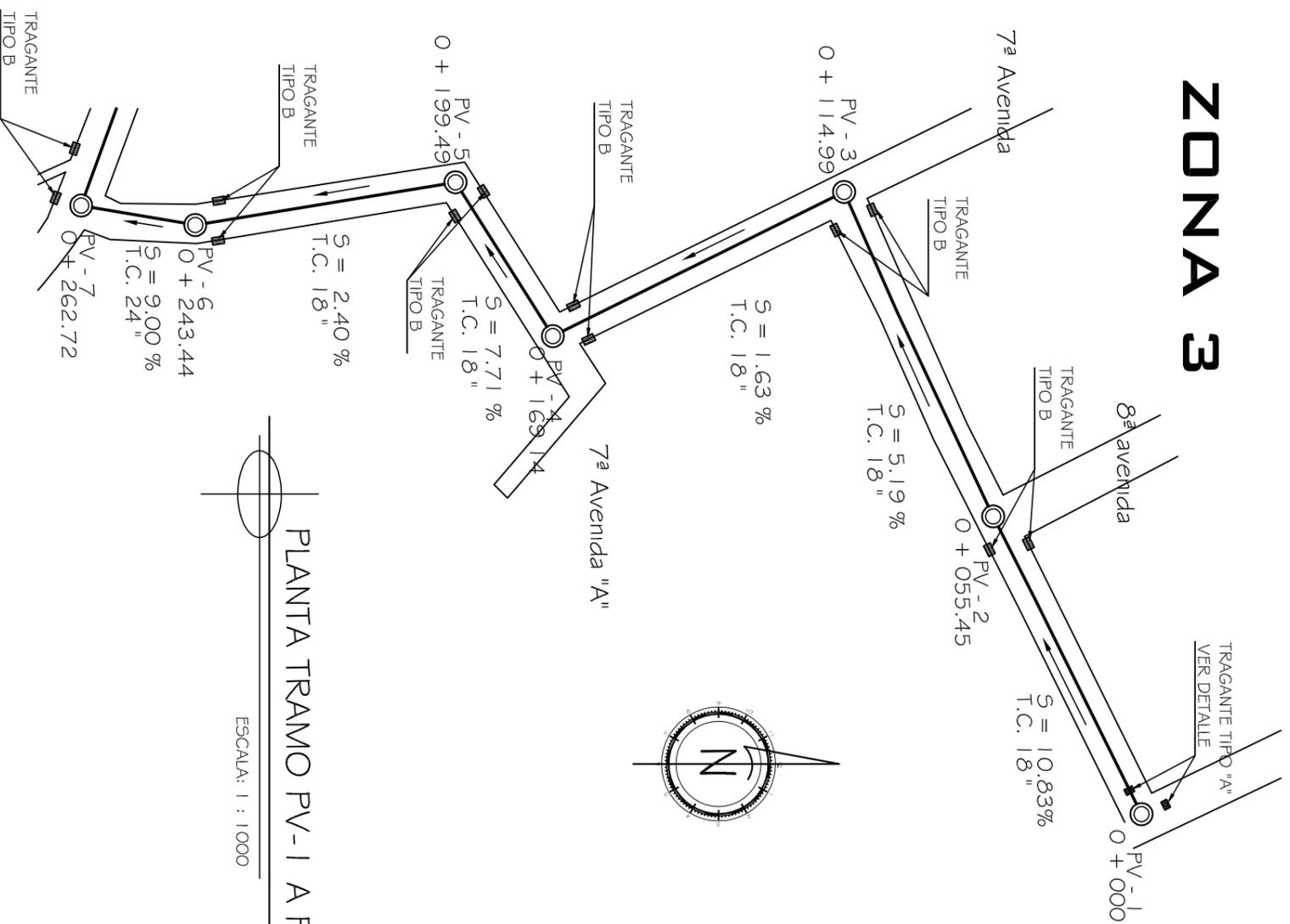
001

f: *Ing. Juan Merle Cos*

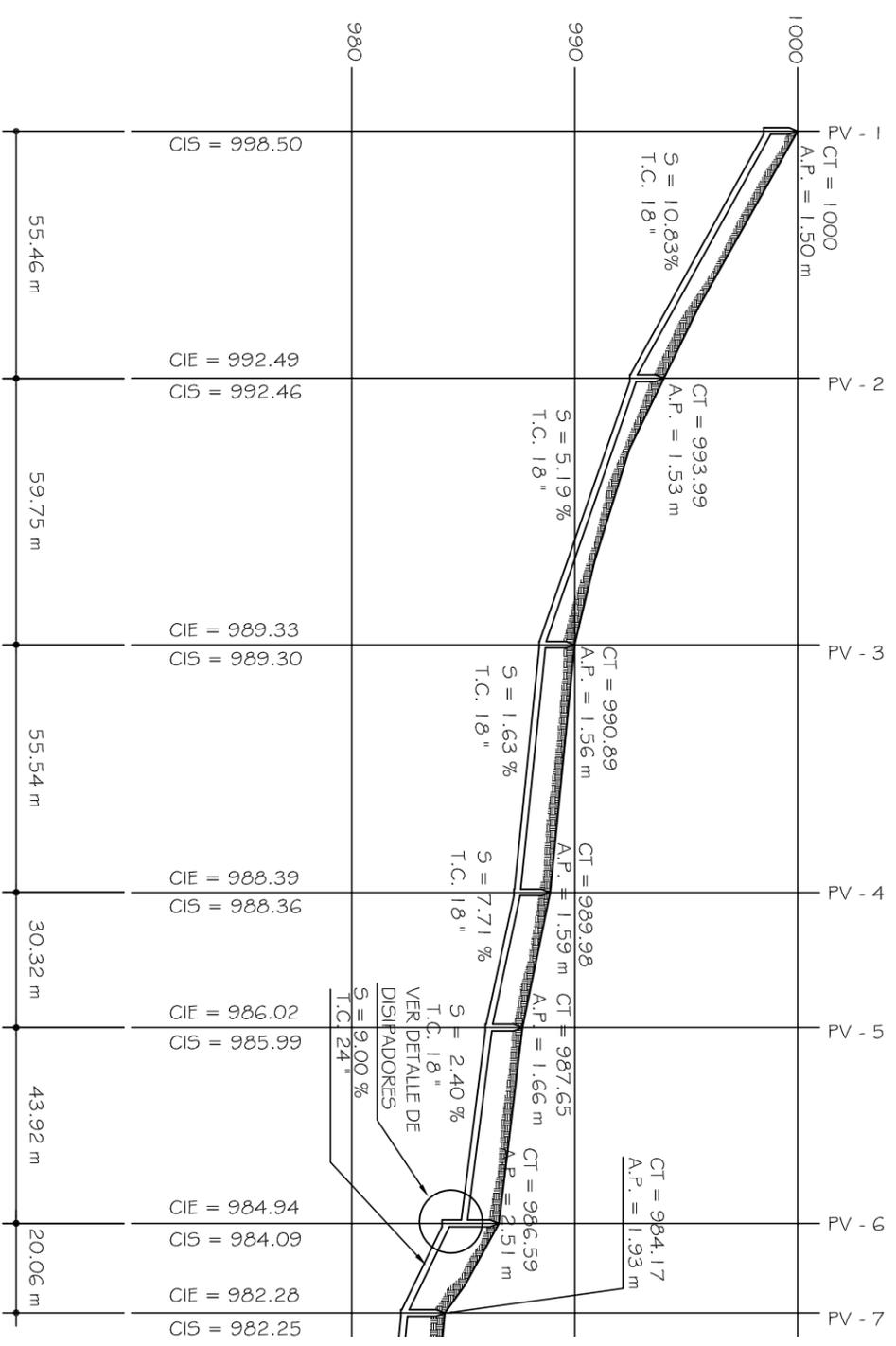
f: *Muni. de S. D. Xenacoj*

009

ZONA 3



PLANTA TRAMO PV-1 A PV-7
ESCALA: 1 : 1000



PERFIL TRAMO PV-1 A PV-7
ESCALA HORIZONTAL: 1 : 1500
ESCALA VERTICAL: 1 : 300

NOMENCLATURA	
P.V.	= POZO DE VISITA
C.T.	= COTA DE TERRENO
A.P.	= ALTURA DE POZO
S (%)	= PENDIENTE DE TUBERIA
T.C.	= TUBERIA DE CONCRETO
CIE	= COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	= COTA INVERT DE SALIDA

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez
Proyecto: Diseño del sistema de alcantarillado pluvial
Ubicación: Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.

Contenido:
- TRAMO INICIAL PV-1 A PV-7
- PERFIL TRAMO PV-1 A PV-7

Escala: Indicada
Fecha: Septiembre 2013

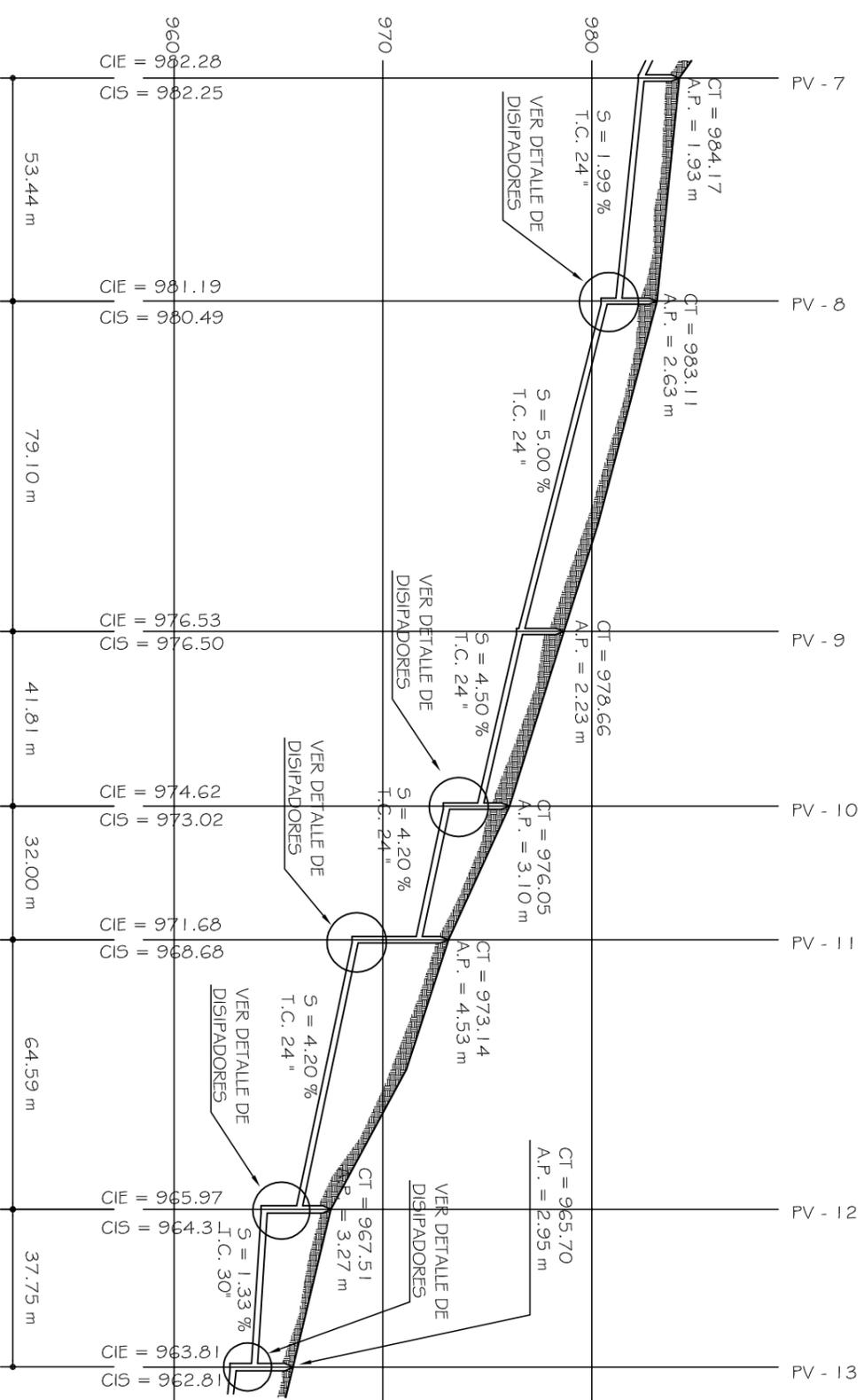
Diseño: Nelson E. Chile Bajxac
Revisor: Ing. Juan Merck Cos

Calculo: Nelson E. Chile Bajxac
Dibujo: Nelson E. Chile Bajxac

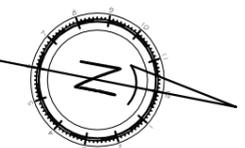
f: _____ f: _____
Ing. Juan Merck Cos Muni. de S. D. Xenacoj

NOMENCLATURA	
P.V.	= POZO DE VISITA
C.T.	= COTA DE TERRENO
A.P.	= ALTURA DE POZO
S (%)	= PENDIENTE DE TUBERIA
T.C.	= TUBERIA DE CONCRETO
CIE	= COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	= COTA INVERT DE SALIDA

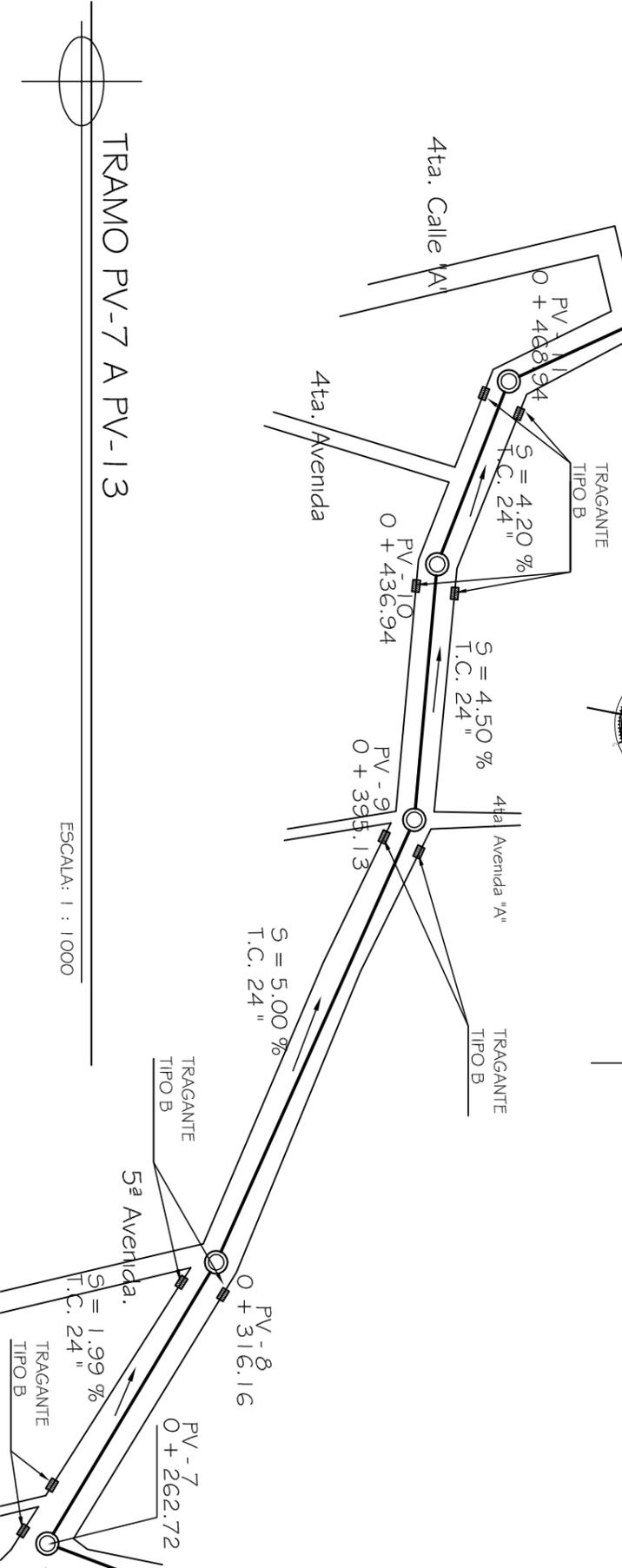
ZONA 3



PERFIL TRAMO PV-7 A PV-13



ESCALA HORIZONTAL: 1 : 1500
ESCALA VERTICAL: 1 : 300



TRAMO PV-7 A PV-13

ESCALA: 1 : 1000



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
Proyecto: *Diseño del sistema de alcantarillado pluvial*
Ubicación: *Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.*

Contenido:
- PLANTA TRAMO PV - 7 A PV - 13
- PERFIL TRAMO PV-7 A PV - 13

Fecha: *Septiembre 2013*
Indicada

Diseño: *Nelson E. Chile Bajxac*

Calculo: *Nelson E. Chile Bajxac*

Revisor: *Ing. Juan Merlé Cos*

Dibujo: *Nelson E. Chile Bajxac*

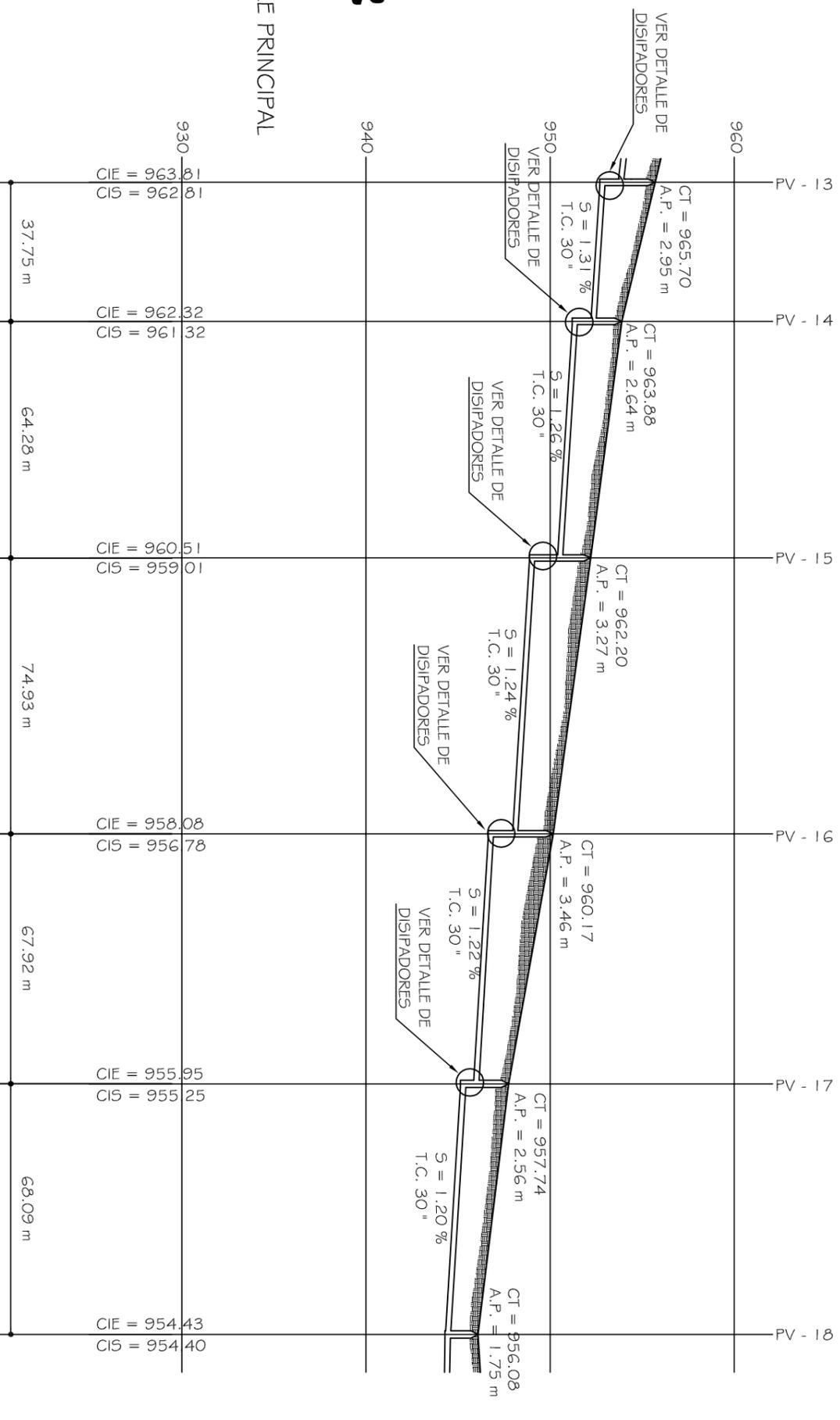
f: *Ing. Juan Merlé Cos*

f: *Muni. de S. D. Xenacoj*

009

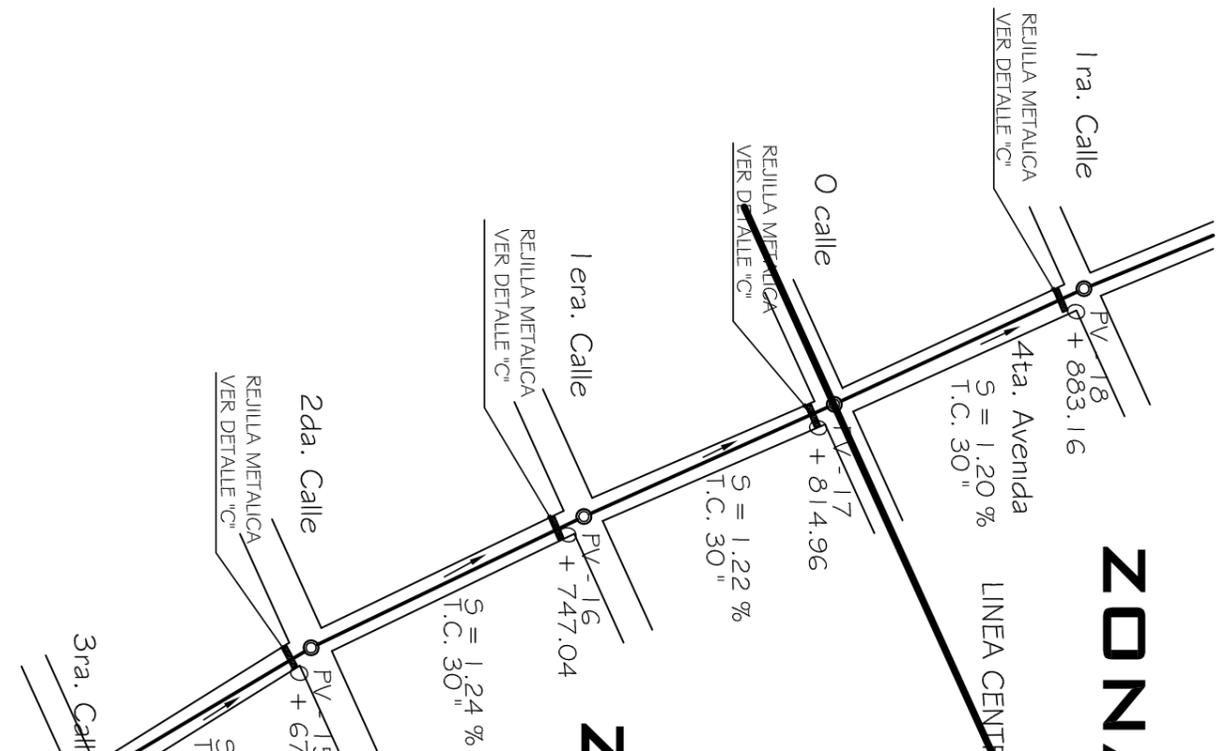
003

HOJA



ZONA 2

LINEA CENTRAL, CALLE PRINCIPAL



ZONA 3

PERFIL TRAMO PV-14 A PV-18

ESCALA HORIZONTAL: 1 : 1500
ESCALA VERTICAL: 1 : 300

NOMENCLATURA	
P.V.	= POZO DE VISITA
C.T.	= COTA DE TERRENO
A.P.	= ALTURA DE POZO
S (%)	= PENDIENTE DE TUBERIA
T.C.	= TUBERIA DE CONCRETO
CIE	= COTA INVERT DE ENTRADA
CIS	= COTA INVERT DE SALIDA



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
Proyecto: *Diseño del sistema de alcantarillado pluvial*
Ubicación: *Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.*

Contenido:
- PLANTA TRAMO PV - 14 A PV - 18
- PERFIL TRAMO PV - 14 A PV - 18

Escala: *Indicada*
Fecha: *Septiembre 2013*

HOJA

Diseño: *Nelson E. Chile Bajxac*
Revisor: *Ing. Juan Merlé Cos*

Calculo: *Nelson E. Chile Bajxac*
Dibujo: *Nelson E. Chile Bajxac*

004

f:

Ing. Juan Merlé Cos

f:

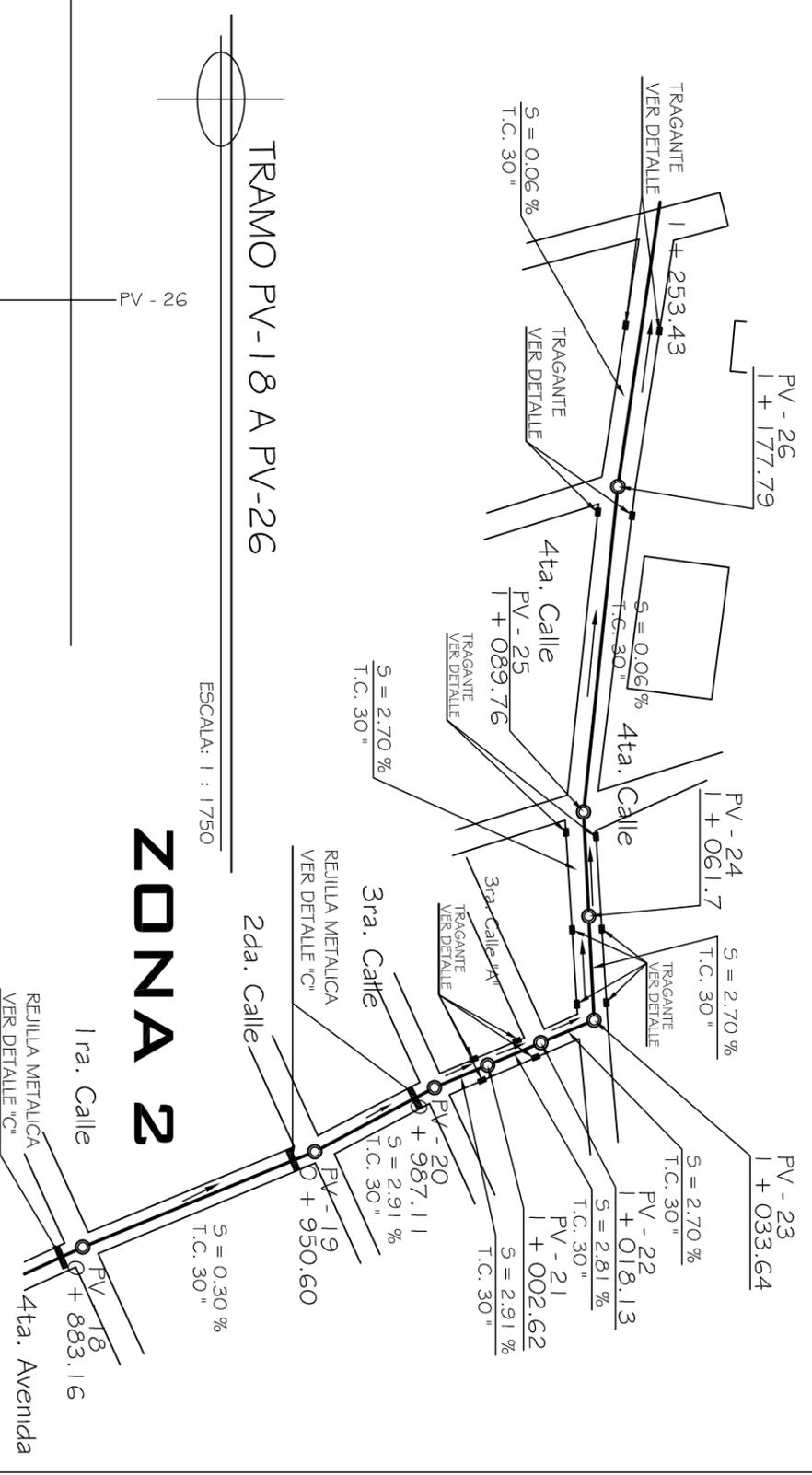
Muni. de S. D. Xenacoj

009

TRAMO PV-14 A PV-18

ESCALA: 1 : 1750

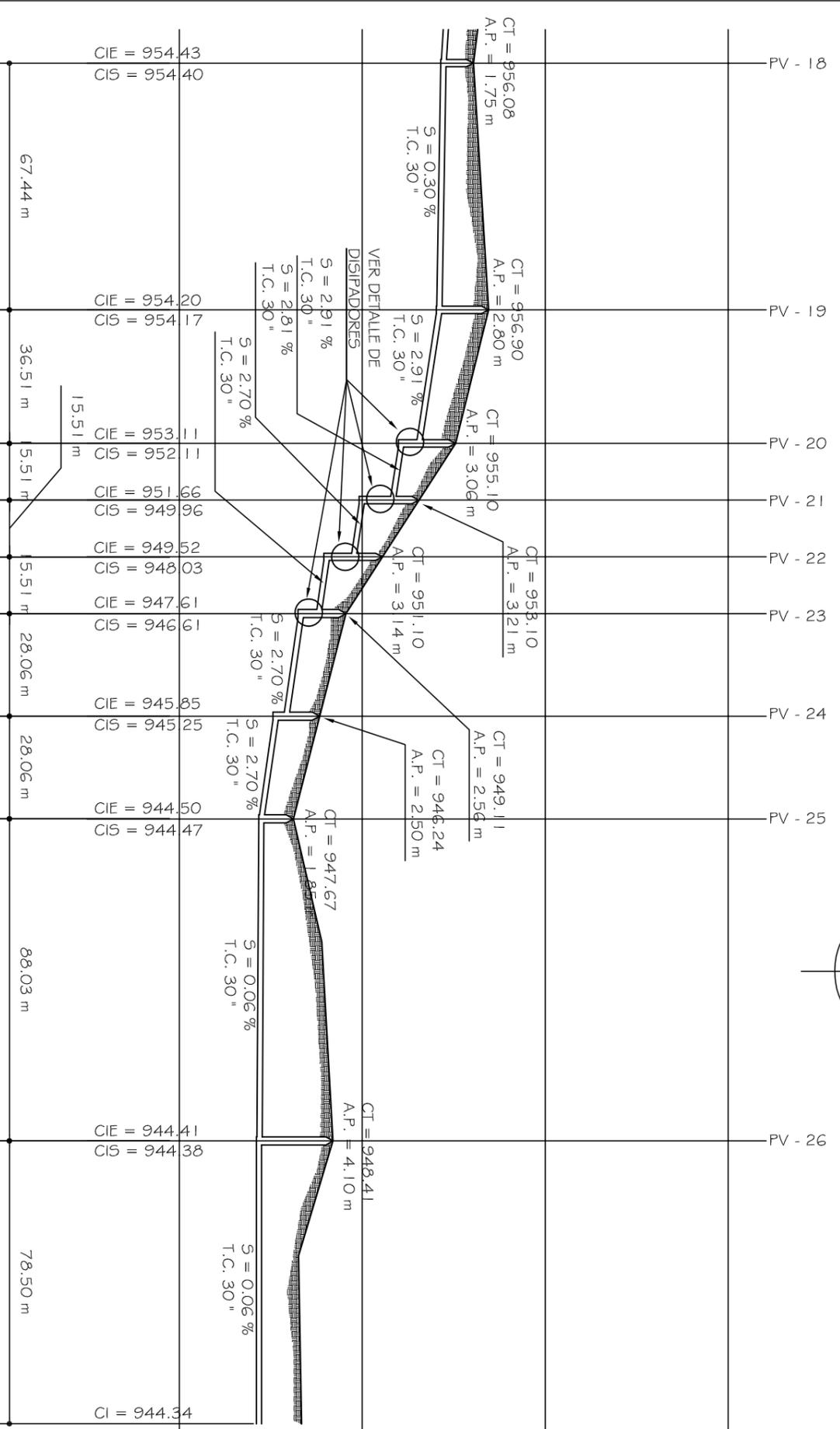
NOMENCLATURA
P.V. = POZO DE VISITA
C.T. = COTA DE TERRENO
A.P. = ALTURA DE POZO
S (%) = PENDIENTE DE TUBERIA
T.C. = TUBERIA DE CONCRETO
CIE = COTA INVERT DE ENTRADA
CIS = COTA INVERT DE SALIDA



TRAMO PV-18 A PV-26

ESCALA: 1 : 1750

ZONA 2



PERFIL TRAMO PV-18 A PV-26

ESCALA HORIZONTAL: 1 : 1500
ESCALA VERTICAL: 1 : 300



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez
Proyecto: Diseño del sistema de alcantarillado pluvial
Ubicación: Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.

Contenido:
- PLANETA TRAMO PV - 18 A PV - 26
- PERFIL TRAMO PV-18 A PV - 26

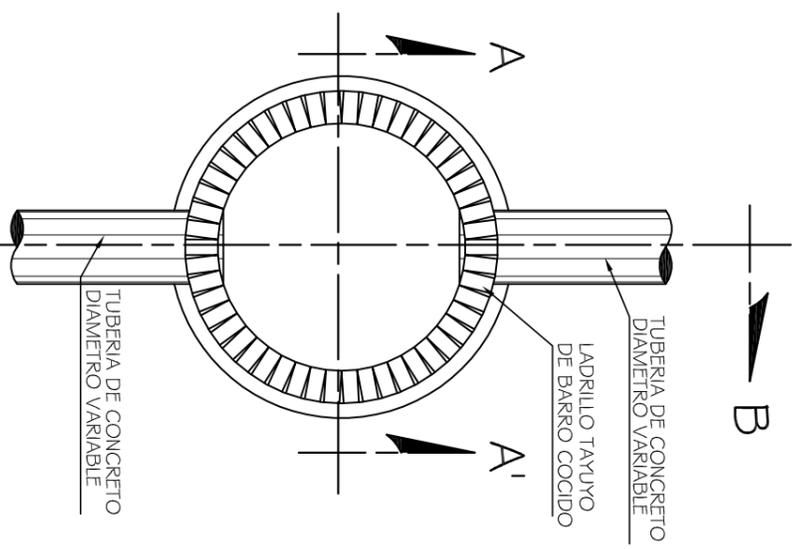
Fecha: Septiembre 2013

Diseño: Nelson E. Chile Bajxac
Calculo: Nelson E. Chile Bajxac

Revisor: Ing. Juan Merck Cos
Dibujo: Nelson E. Chile Bajxac

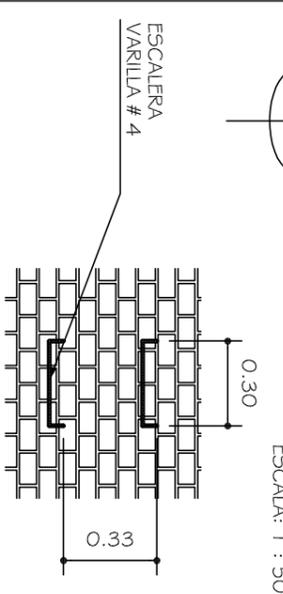
f: _____ f: _____
Ing. Juan Merck Cos Muni. de S. D. Xenacoj

009
005
HOJA



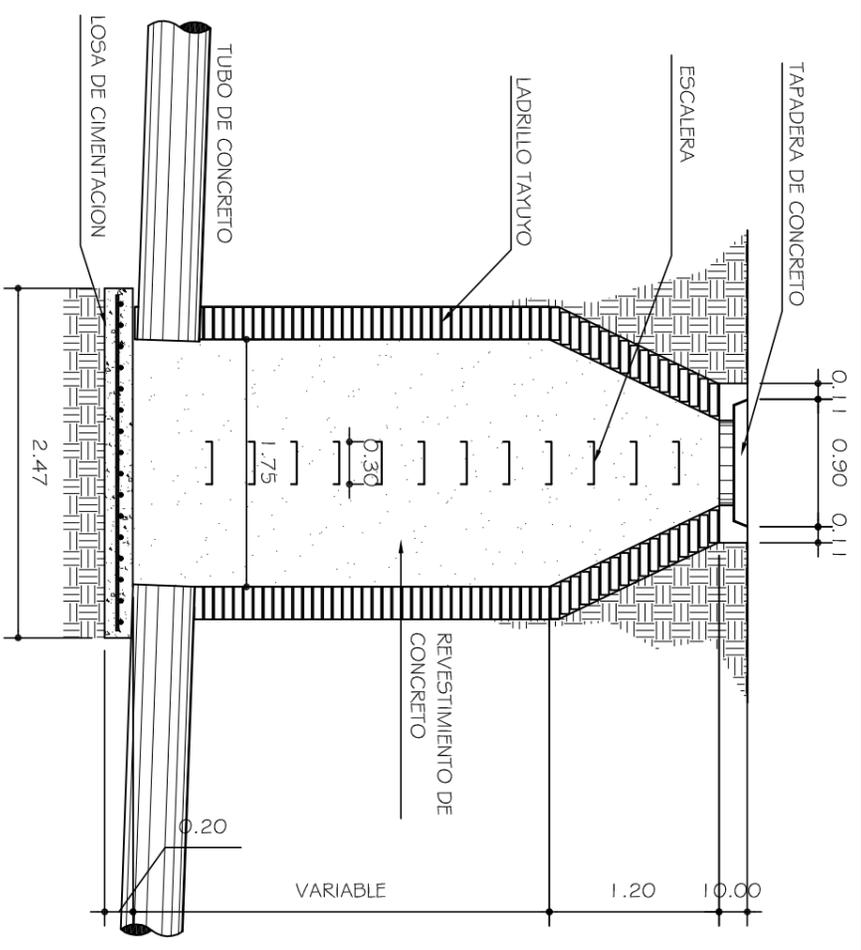
PLANTA POZO DE VISITA

ESCALA: 1 : 50



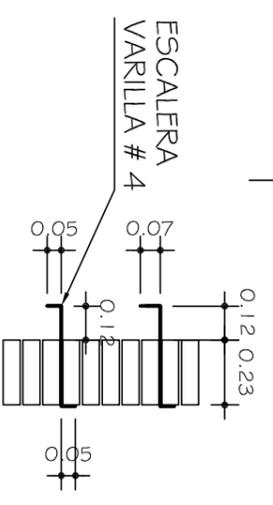
VISTA FRONTAL ESCALON

ESCALA: 1 : 25



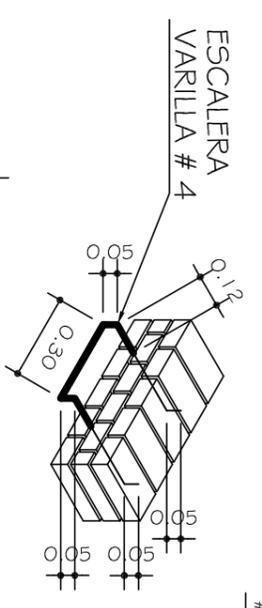
SECCION B - B' POZO DE VISITA

ESCALA: 1 : 50



SECCION LAT. ESCALON

ESCALA: 1 : 25



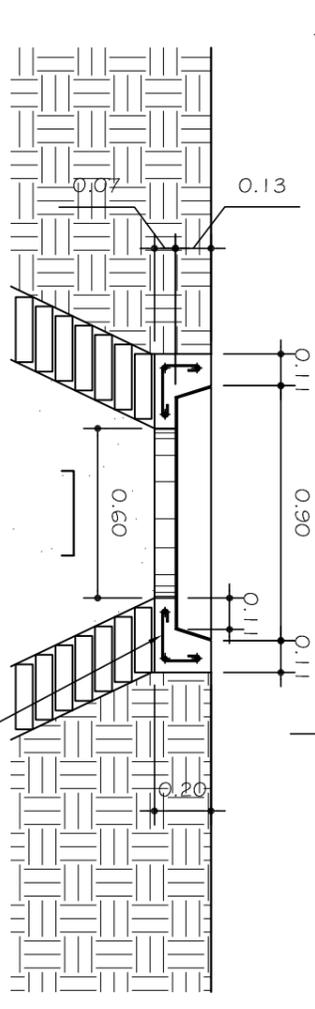
ISOMETRICO ESCALON

ESCALA: 1 : 25



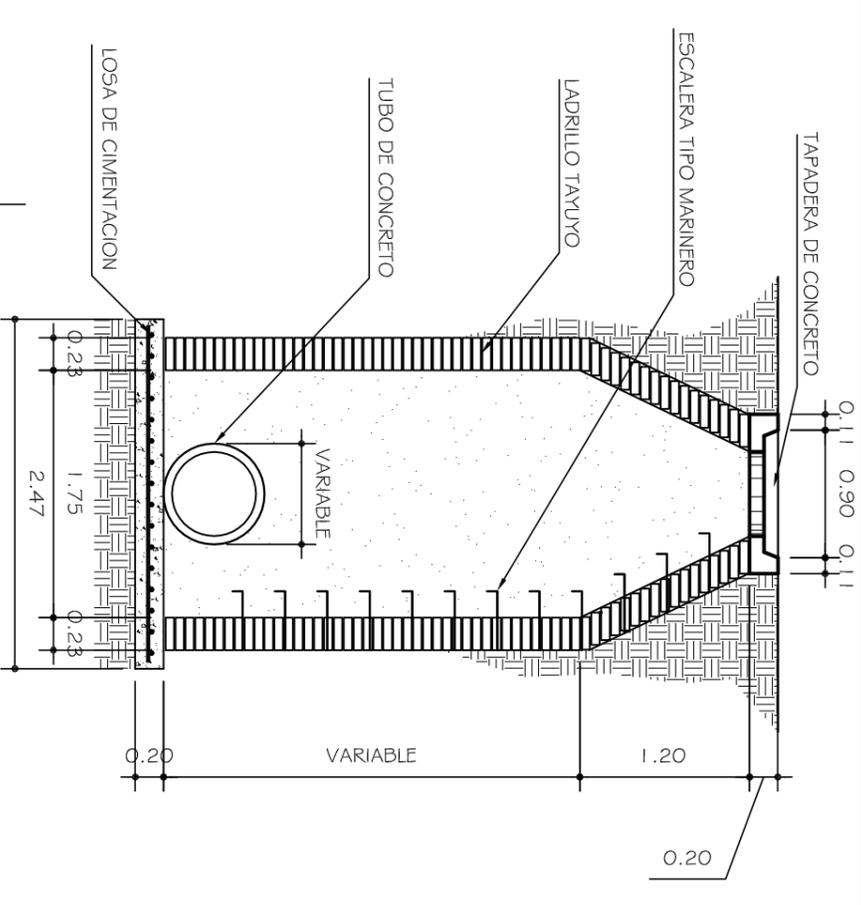
ISOMETRICO ESCALON

ESCALA: 1 : 25



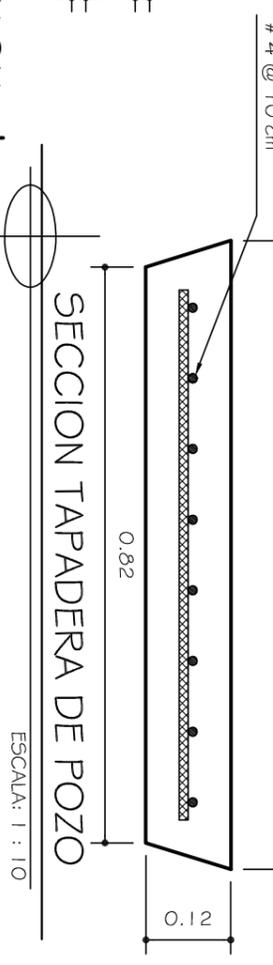
DETALLE BROCAL DE POZO

ESCALA: 1 : 25



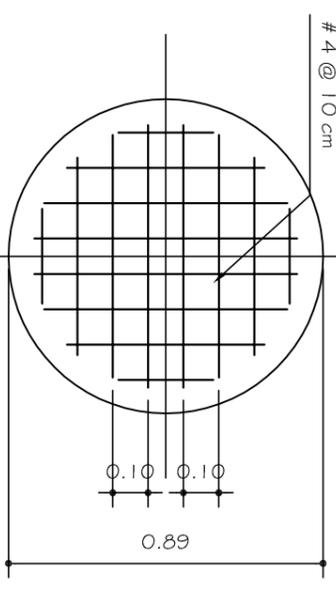
SECCION A - A' POZO DE VISITA

ESCALA: 1 : 50



SECCION TAPADERA DE POZO

ESCALA: 1 : 10



PLANTA TAPADERA DE POZO

ESCALA: 1 : 20



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

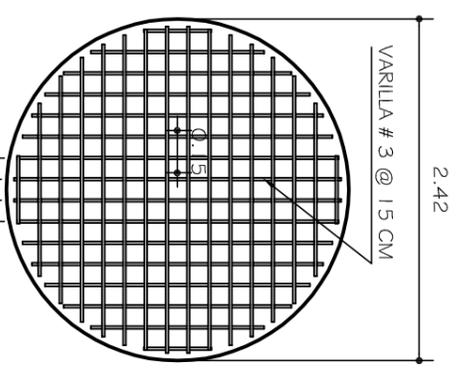
Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
Proyecto: *Diseño del sistema de alcantarillado pluvial*
Ubicación: *Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.*

Contenido:
- PLANTA POZO DE VISITA
- SECCIONES POZO DE VISITA
- DETALLE BROCAL DE POZO
- PLANTA TAPADERA DE POZO
- SECCION TAPADERA DE POZO
- DETALLES DE ESCALONES

Diseño: *Nelson E. Chile Bajxac*
Revisor: *Ing. Juan Merlé Cos*

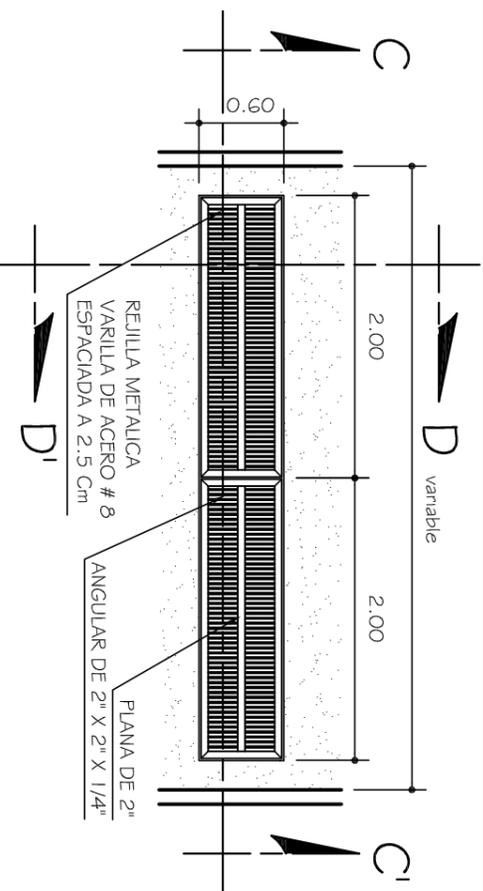
Calculo: *Nelson E. Chile Bajxac*
Dibujo: *Nelson E. Chile Bajxac*
Fecha: *Septiembre 2013*
Hoja: *006*
009

Ing. Juan Merlé Cos
Muni. de S. D. Xenacoj



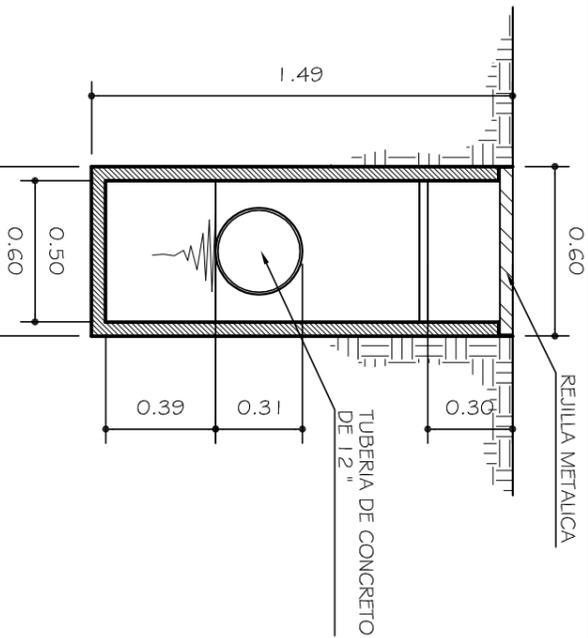
EMPARRILLADO FONDO DE POZO

ESCALA: 1 : 25



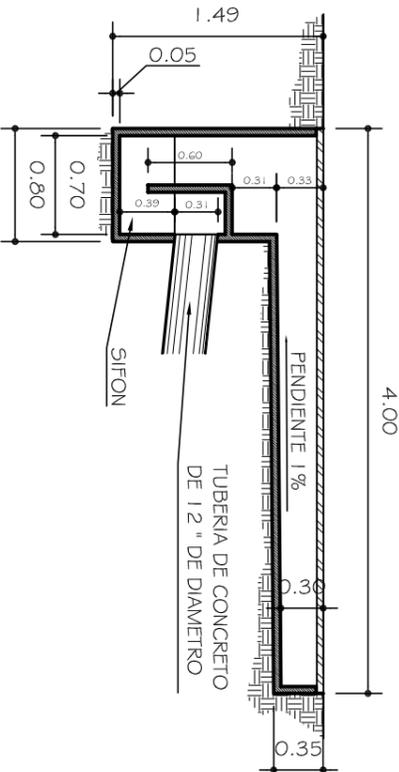
PLANTA DE REJILLA, TIPO "C"

ESCALA: 1 : 25



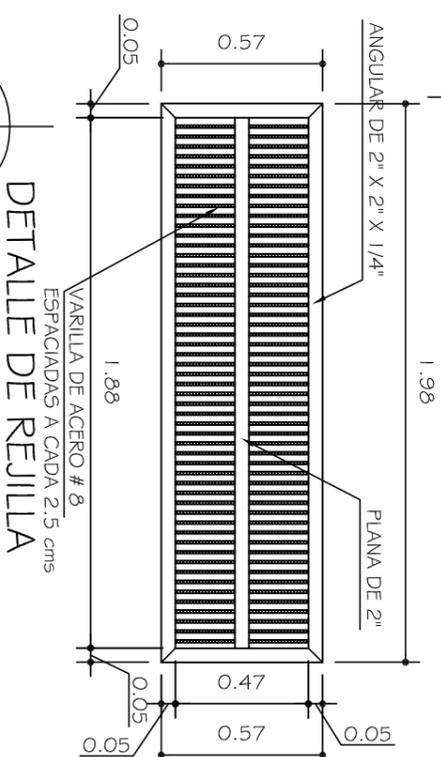
SECCION D - D', R. METALICA

ESCALA: 1 : 25



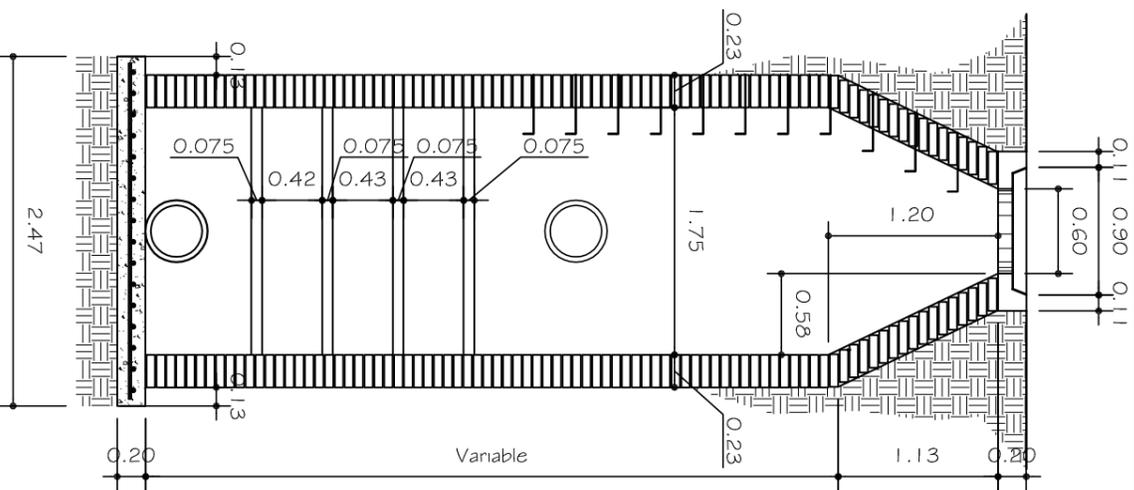
SECCION C - C', REJILLA METALICA

ESCALA: 1 : 50



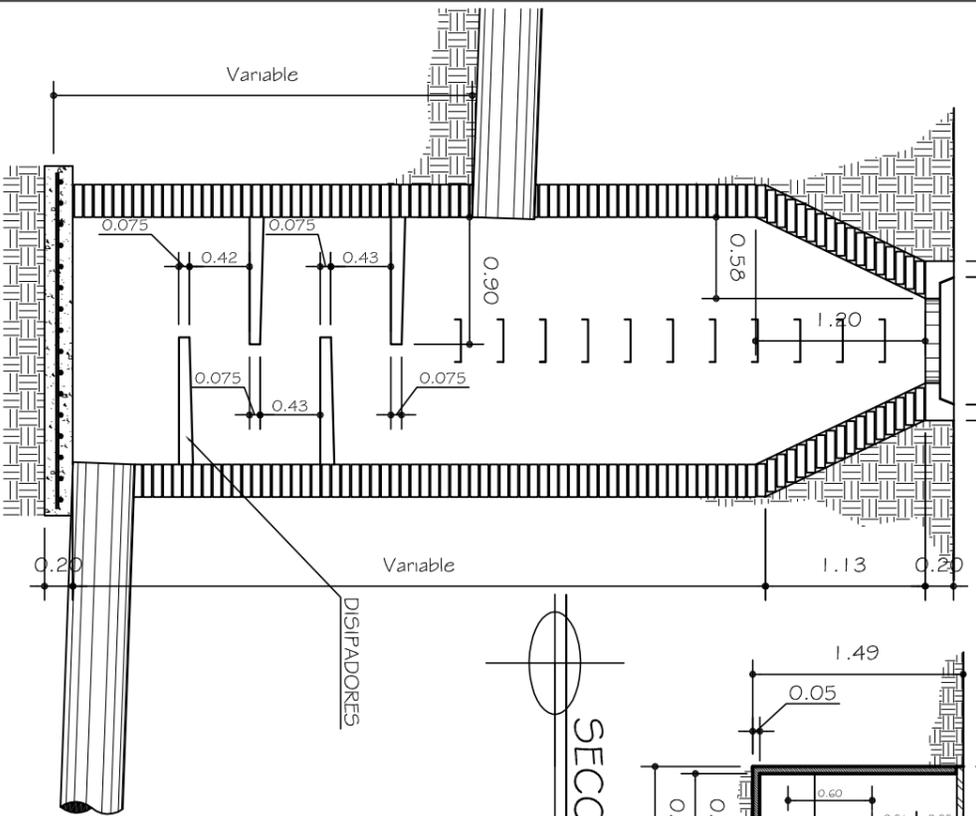
DETALLE DE REJILLA

ESCALA: 1 : 20



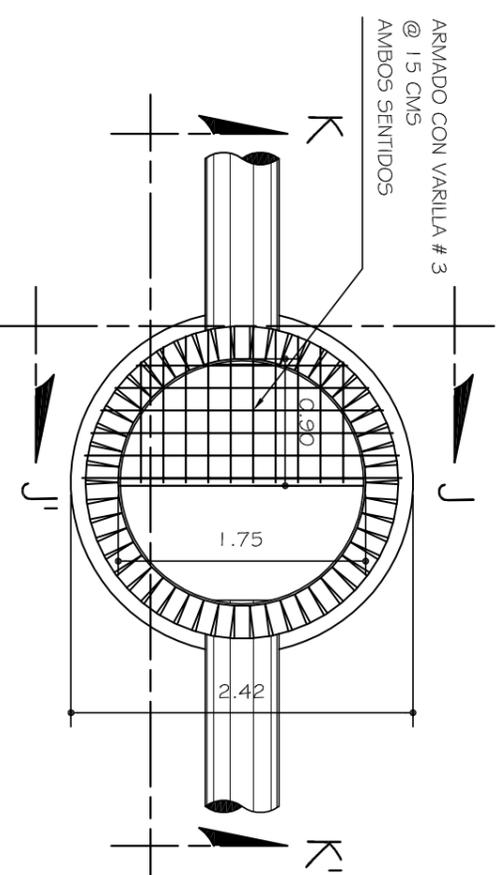
PV CON DISIPADOR SECCION J-J'

ESCALA: 1 : 50



POZO DE VISITA CON DISIPADOR SECCION K-K'

ESCALA: 1 : 50



EMPARRILLADO POZO DE VISITA

ESCALA: 1 : 50



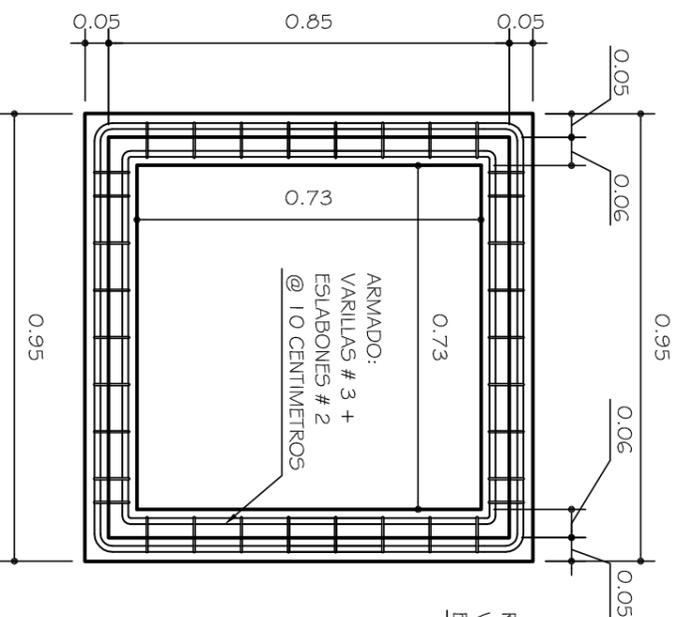
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
Proyecto: *Diseño del sistema de alcantarillado pluvial*
Ubicación: *Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.*

Contenido:
- PLANTA POZO DE VISITA CON DISIPADORES
- SECCIONES POZO DE VISITA CON DISIPADORES
- EMPARRILLADO CIMENTACION POZO DE VISITA
- PLANTA DE REJILLA TIPO "C"
- SECCIONES DE REJILLA Y DETALLE DE ARMADO

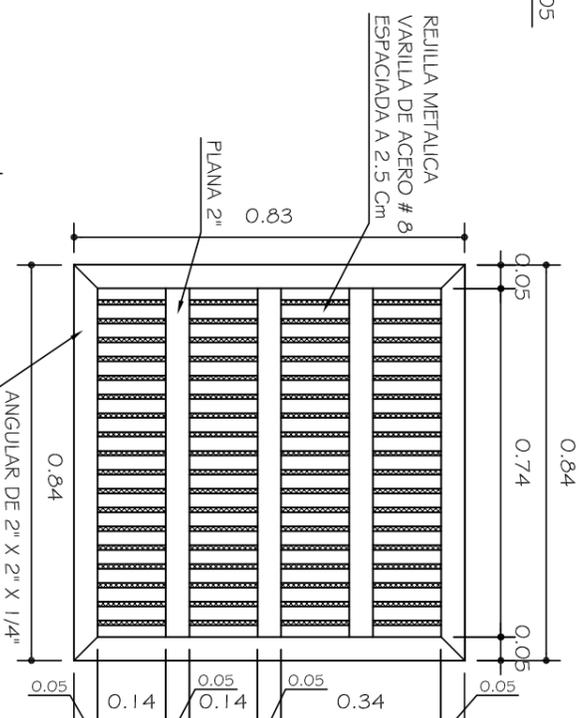
Escala: *Indicada*
Fecha: *Septiembre 2013*
HOJA

Diseño:	Nelson E. Chile Bajxac	Calculo:	Nelson E. Chile Bajxac
Revisor:	Ing. Juan Merlé Cos	Dibujo:	Nelson E. Chile Bajxac
			007
			009



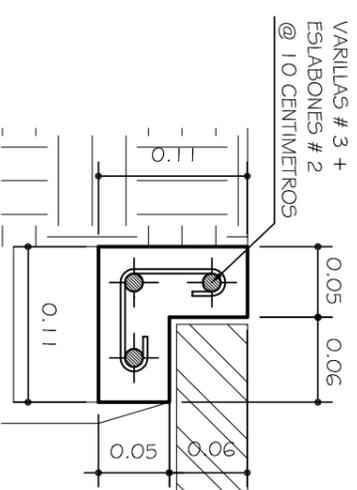
ARMADO DE SOLERA TRAGANTES Tipo A y Tipo B

ESCALA: 1 : 15



REJILLA TRAGANTE (Tipo A)

ESCALA: 1 : 15

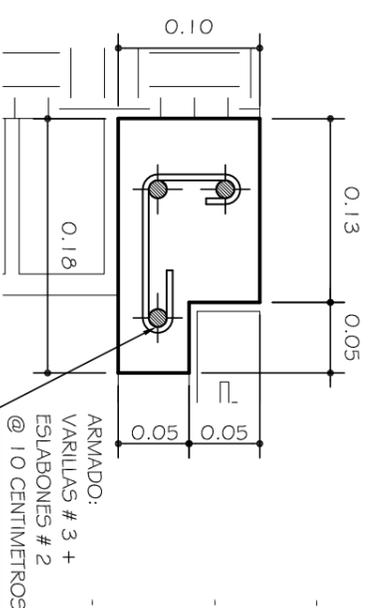


DETALLE DE SOLERA "3"

ESCALA: 1 : 5

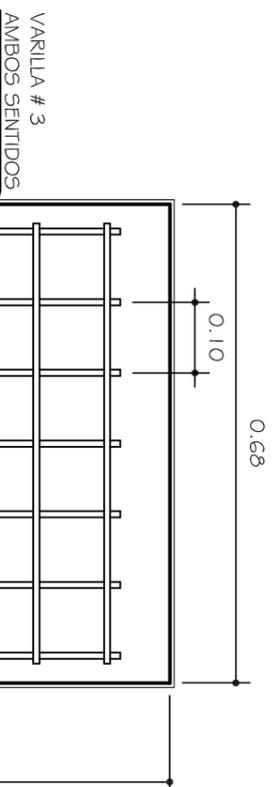
ESPECIFICACIONES

- LAS VARILLAS DE LAS REJILLAS METALICAS ESTARÁN ESPACIADAS A CADA 2.5 CENTIMETROS.
- LAS DE LAS REJILLAS METALICAS SERAN HECHAS CON VARILLAS # 8 (G 40)
- EL LARGO DE LAS REJILLAS VARIAN, DEPENDIENDO DEL ANCHO DE LA CALLE
- EL ESPACIAMIENTO ENTRE LAS REJILLAS Y EL BORDILLO ES DE APROXIMADAMENTE 25 A 30 CENTIMETROS
- LA UNIONES DE LOS TUBOS SE HARÁN CON MORTERO DE CEMENTO Y ARENA EN LAS PROPORCIONES 1:3
- LAS PAREDES DE LOS POZOS DE VISITA DEBEN SER CONSTRUJIDOS CON LADRILLO TAYUO DE BARRO COCIDO ESTOS DEBERÁN UNIRSE CON UN MORTERO DE CEMENTO Y ARENA DE LA PROFORCION 1:3; Y REVESTIDOS EN SU INTERIOR CON UN ENLUCIDO DEL MISMO MORTERO DE UN ESPESOR MINIMO DE 2.5 CM5 (1 PLG)
- EL FONDO DE LOS POZOS DE VISITA SE CONSTRUIRÁ SIEMPRE DE CONCRETO. RESISTENCIA DE 3000 PSI
- EL FONDO DE LOS TRAGANTES SE CONSTRUIRÁ SIEMPRE DE CONCRETO DEBIENDO SER ESTA DE UNA RESISTENCIA 3000 PSI
- TODAS LAS FORMALTAS DEBERÁN QUEDAR BIEN ASEGURADAS CON CLAVOS Y PUNTALES DE MADERA CUANDO ESTOS SEAN NECESARIOS; Y LAS UNIONES DE LA MADERA DEBERÁN SER LO MÁS AJUSTADAS POSIBLES.
- ANTES DE DEPOSITAR EL CONCRETO EN LAS FORMALTAS ESTAS DEBERÁN LIMPIARSE COMPLETAMENTE Y HUMEDecerSE SU SUPERFICIE INTERIOR. ES CONVENIENTE ACETARLAS PARA GARANTIZAR MENOS RUGOSIDADES EN LAS SUPERFICIES.
- EL fy SERA DE 2810 kg/m²



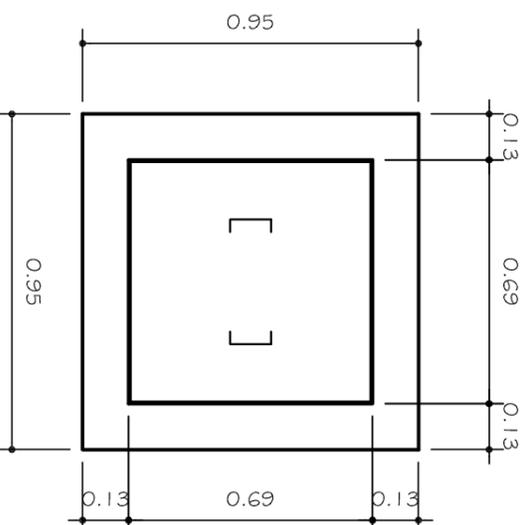
DETALLE DE SOLERA "1"

ESCALA: 1 : 5



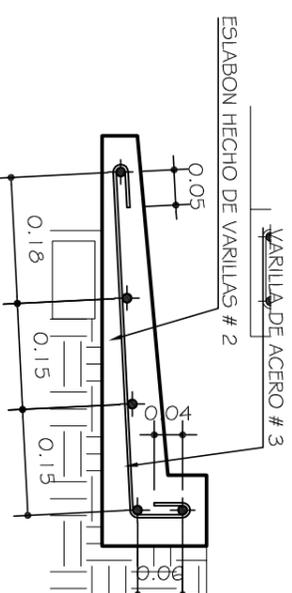
ARMADURA TAPADERA DE TRAGANTE (Tipo B)

ESCALA: 1 : 10



TAPADERA TRAGANTE (Tipo B)

ESCALA: 1 : 10



DETALLE DEL ARMADO, DETALLE "2"

ESCALA: 1 : 10



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
Proyecto: *Diseño del sistema de alcantarillado pluvial*
Ubicación: *Zona 2 y 3, cabecera, Santo Domingo Xenacoj.*

Contenido:
- ARMADO DE SOLERA DE TRAGANTE
- DETALLE DE TAPADERA TRAGANTE PRINCIPAL
- DETALLE ARMADO DE TAPADERA
- DETALLES DE SOLERAS
- ESPECIFICACIONES

Diseño: *Nelson E. Chile Bajxac*
Revisor: *Ing. Juan Merlé Cos*

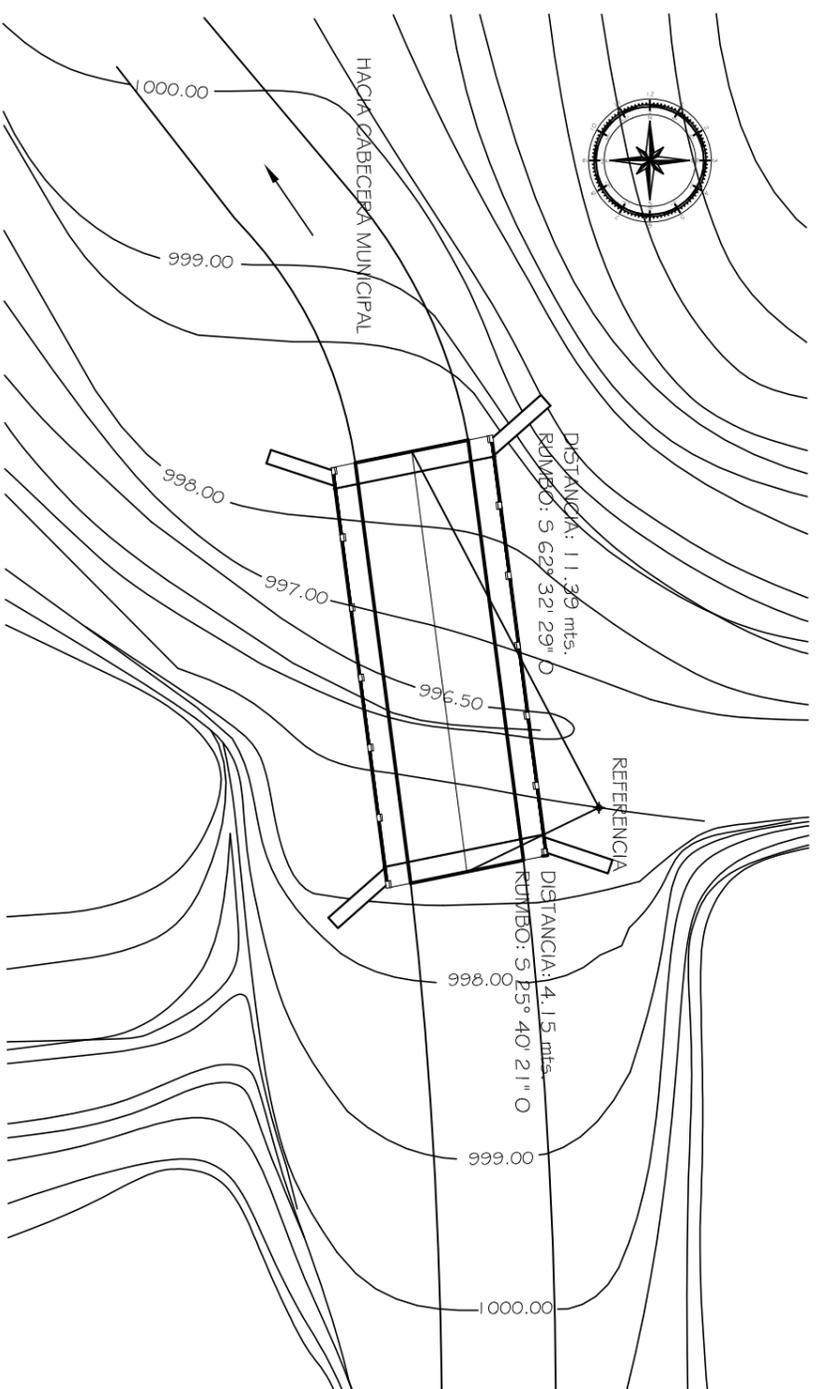
Calculo: *Nelson E. Chile Bajxac*
Dibujo: *Nelson E. Chile Bajxac*

Escala: *Indicada*
Fecha: *Septiembre 2013*
HOJA

009

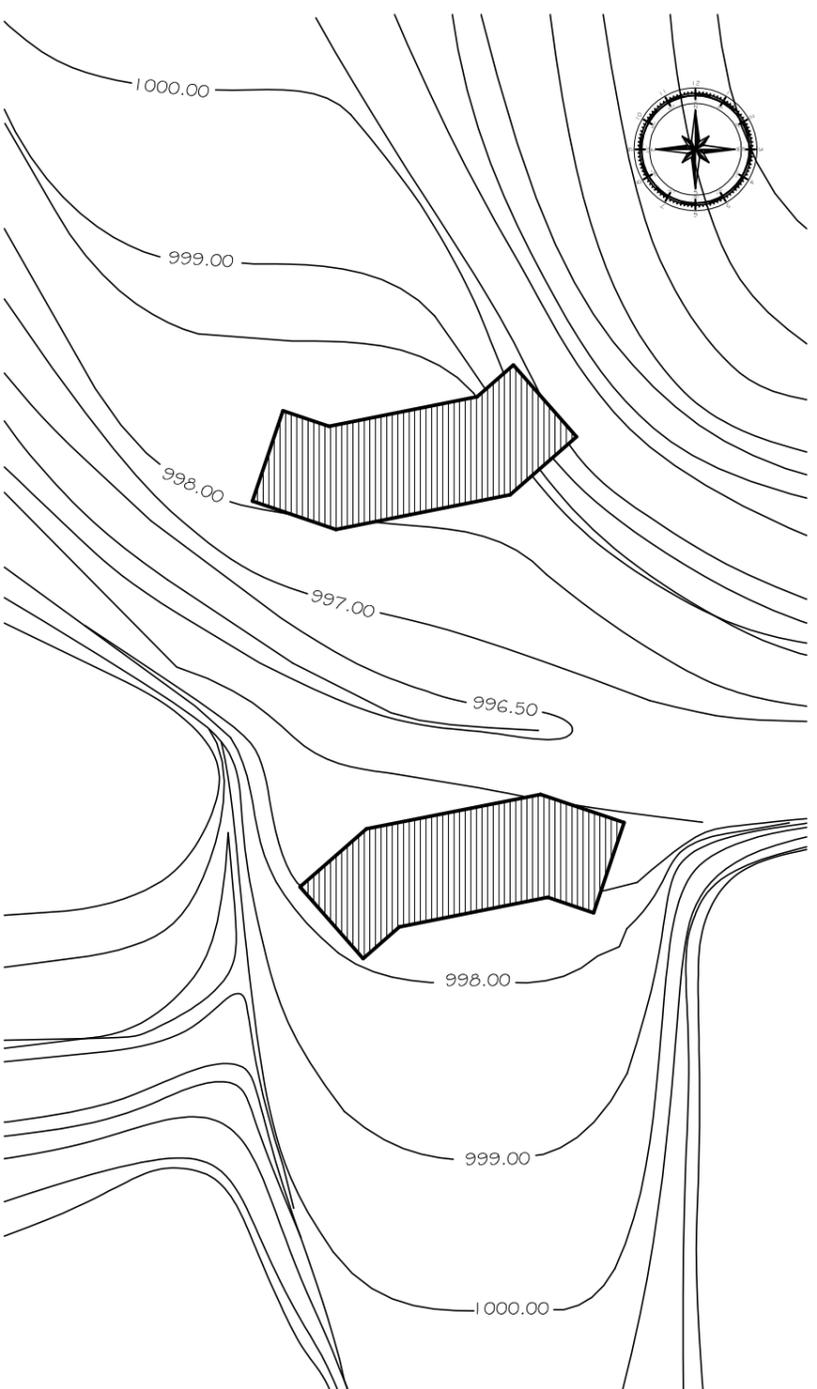
f: *Ing. Juan Merlé Cos*

f: *Muni. de S. D. Xenacoj*



UBICACIÓN DEL PUENTE

ESCALA: 1 : 200



UBICACIÓN DE CIMENTACIÓN

ESCALA: 1 : 125



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
Proyecto: *Puente vehicular*
Ubicación: *Sector Panucá, Santo Domingo Xenacoj*

Contenido:
- UBICACIÓN DEL PUENTE
- UBICACIÓN DE CIMENTACIÓN

Escala: *Indicada*
Fecha: *Septiembre 2013*

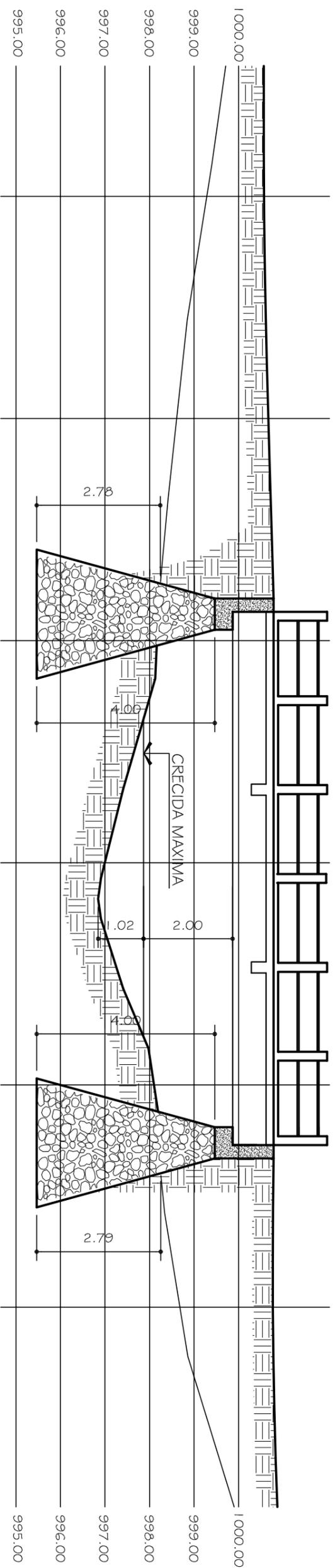
Diseño: <i>Nelson E. Chile Bajxac</i>	Calculo: <i>Nelson E. Chile Bajxac</i>	
Revisor: <i>Ing. Juan Merlé Cos</i>	Dibujo: <i>Nelson E. Chile Bajxac</i>	

f: _____	f: _____	
<i>Ing. Juan Merlé Cos</i>	<i>Muni. de S. D. Xenacoj</i>	

005

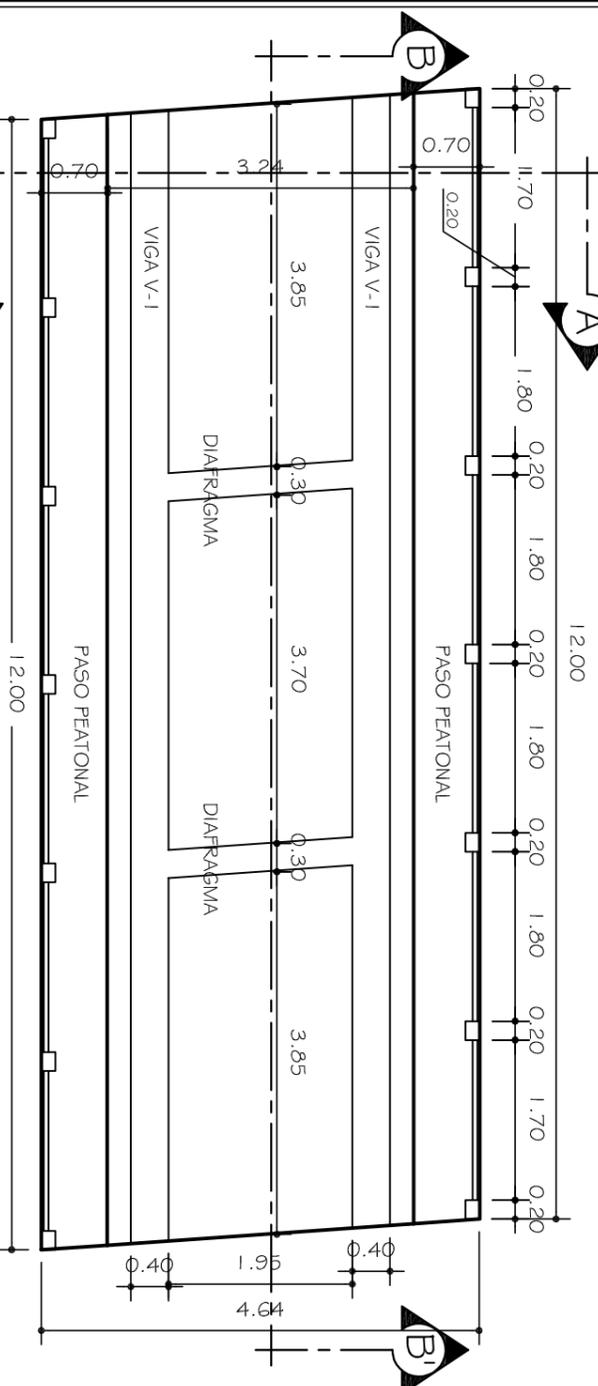
001

HOJA



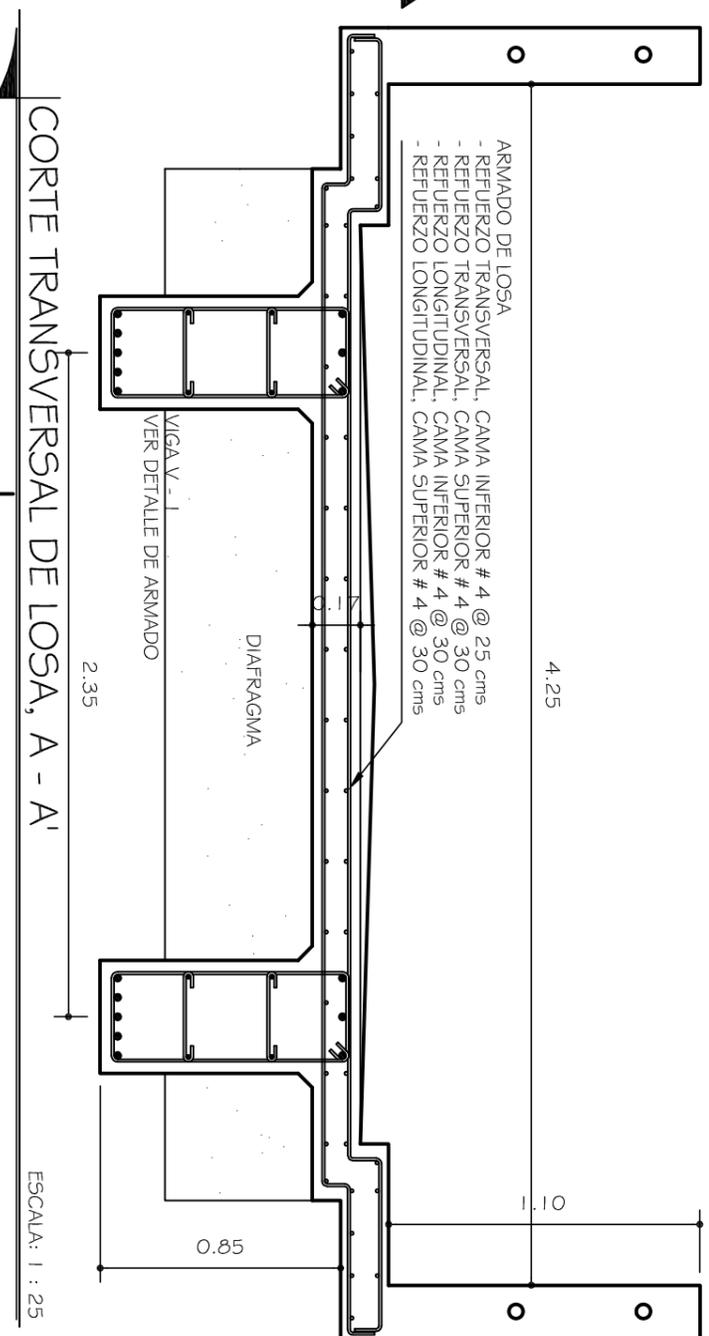
LINEA CENTRAL DEL PUENTE

ESCALA: 1 : 100



GEOMETRIA DEL PUENTE

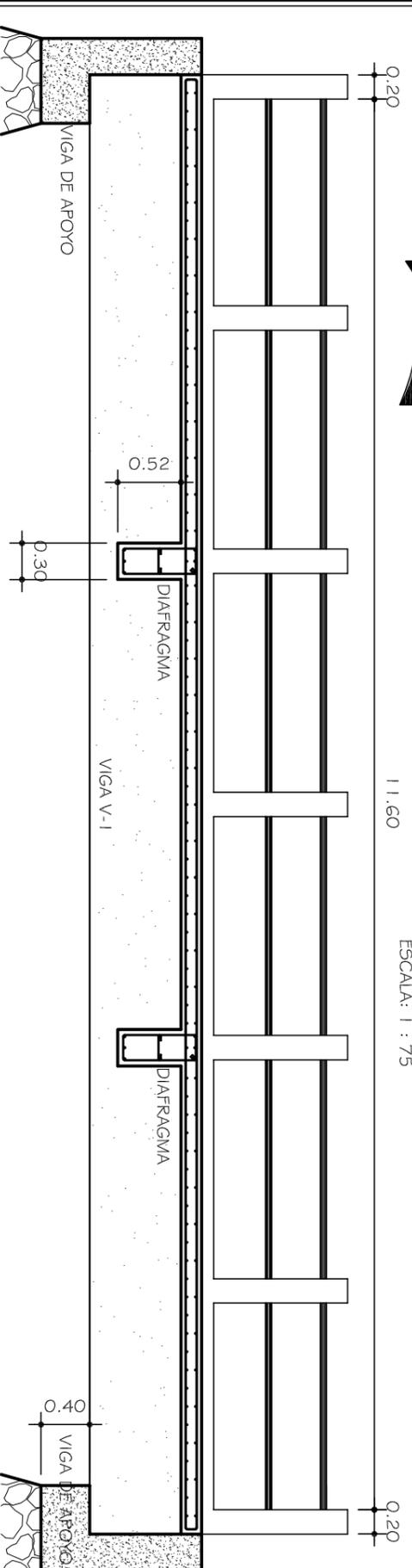
ESCALA: 1 : 75



CORTE TRANSVERSAL DE LOSA, A - A'

ESCALA: 1 : 25

- ARMADO DE LOSA
- REFUERZO TRANSVERSAL, CAMA INFERIOR # 4 @ 25 cms
- REFUERZO TRANSVERSAL, CAMA SUPERIOR # 4 @ 30 cms
- REFUERZO LONGITUDINAL, CAMA INFERIOR # 4 @ 30 cms
- REFUERZO LONGITUDINAL, CAMA SUPERIOR # 4 @ 30 cms



CORTE LONGITUDINAL DE LOSA, B - B'

ESCALA: 1 : 50



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
 Proyecto: *Puente vehicular*
 Ubicación: *Sector Panucá, Santo Domingo Xenacoj*

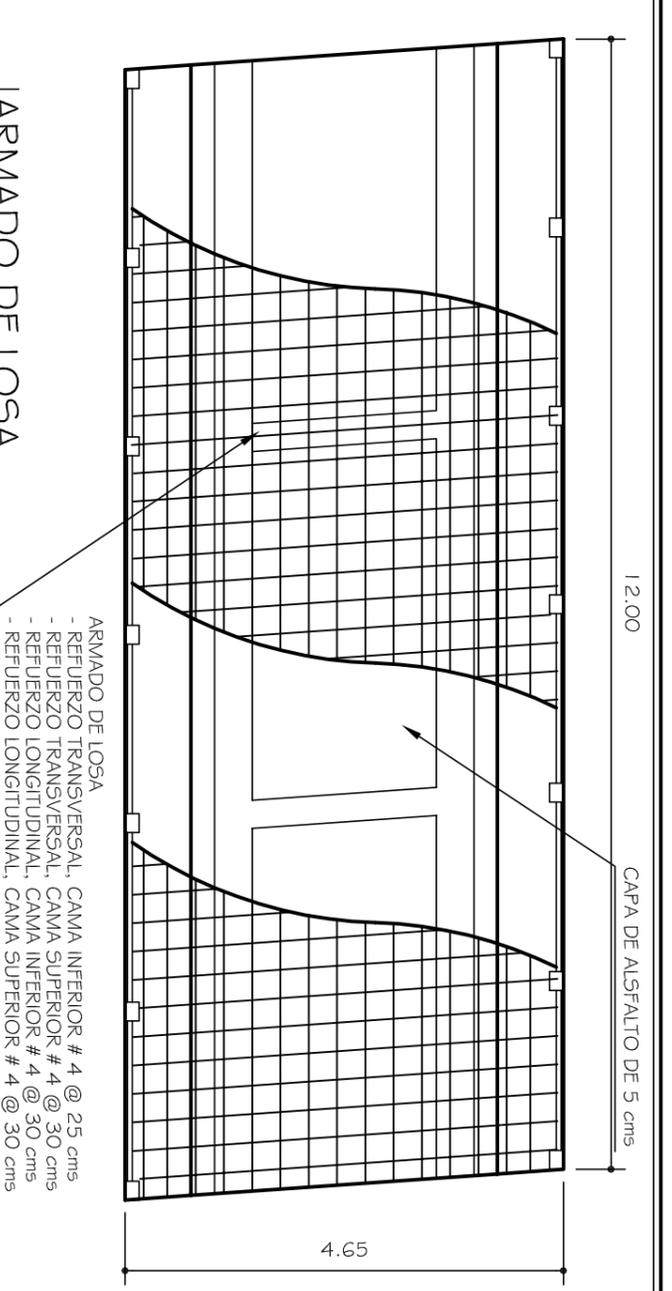
Contenido:
 - LINEA CENTRAL DEL PUENTE
 - GEOMETRIA DEL PUENTE
 - SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE
 - SECCION LONGITUDINAL DEL PUENTE

Diseño: *Nelson E. Chile Bajxac*
 Revisor: *Ing. Juan Merlé Cos*
 Cálculo: *Nelson E. Chile Bajxac*
 Dibujo: *Nelson E. Chile Bajxac*

f: *Ing. Juan Merlé Cos* f: *Muni. de S. D. Xenacoj*

Fecha: *Septiembre 2013*
 Hoja: **3101A**

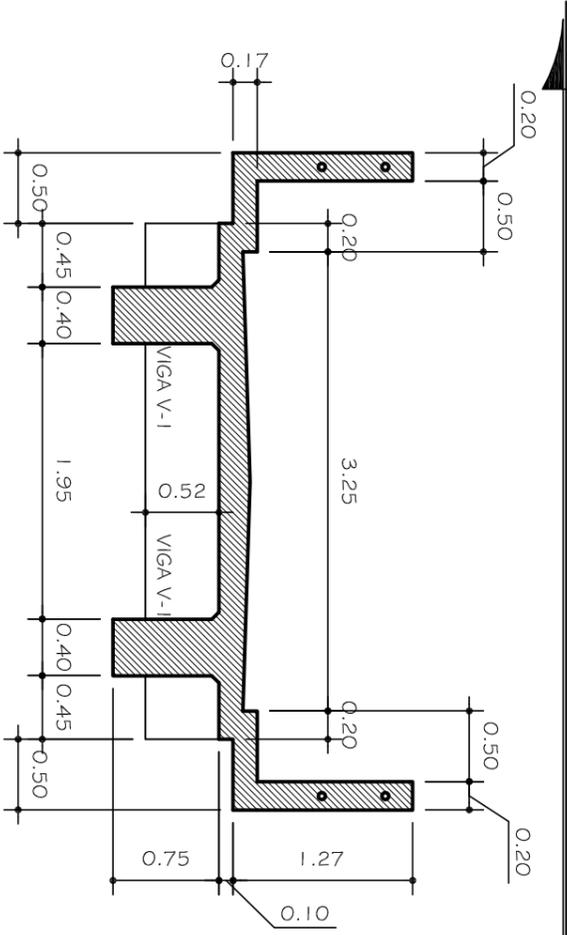
002
 005



ARMADO DE LOSA

ARMADO DE LOSA
 - REFUERZO TRANSVERSAL, CAMA INFERIOR # 4 @ 25 cms
 - REFUERZO TRANSVERSAL, CAMA SUPERIOR # 4 @ 30 cms
 - REFUERZO LONGITUDINAL, CAMA INFERIOR # 4 @ 30 cms
 - REFUERZO LONGITUDINAL, CAMA SUPERIOR # 4 @ 30 cms

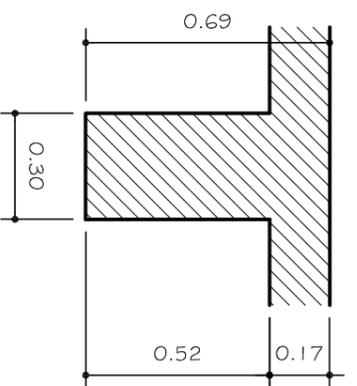
ESCALA: 1 : 75



GEOMETRIA, SECCION TRANSVERSAL

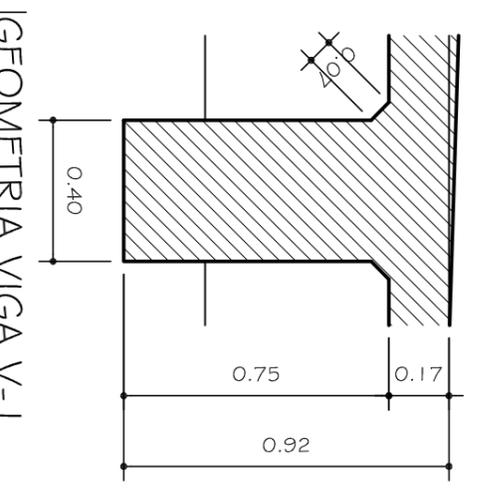
ESCALA: 1 : 50

12.00



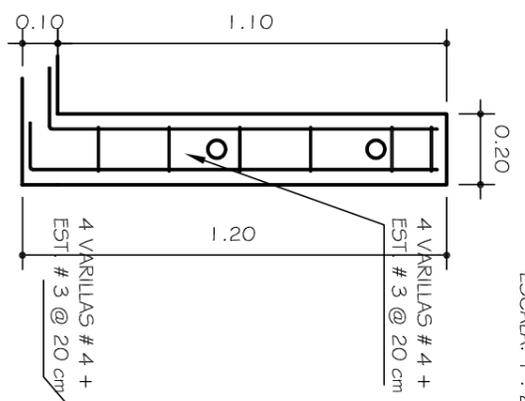
DIAFRAGMA D-1

ESCALA: 1 : 20



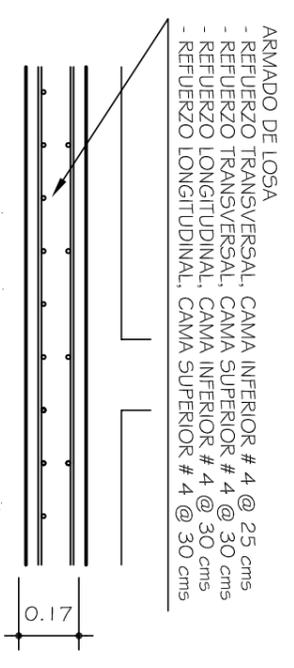
GEOMETRIA VIGA V-1

ESCALA: 1 : 20



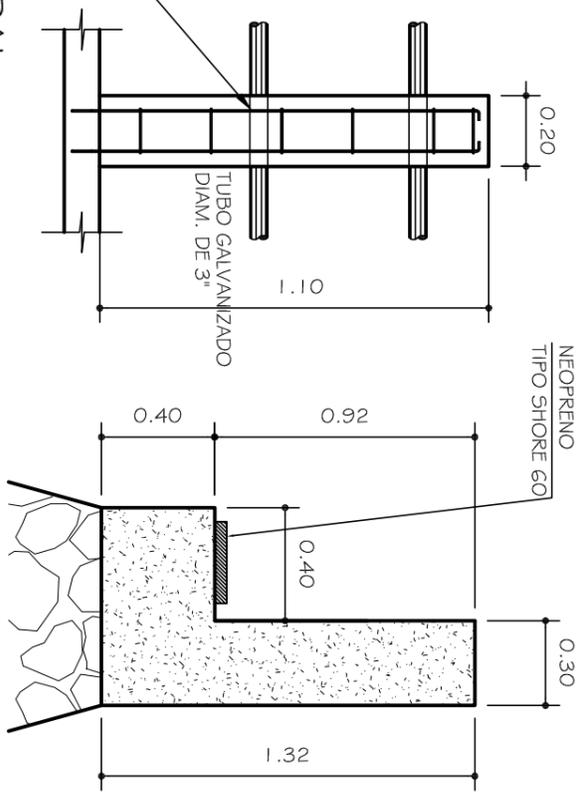
ARMADO DE BARANDAL

ESCALA: 1 : 20



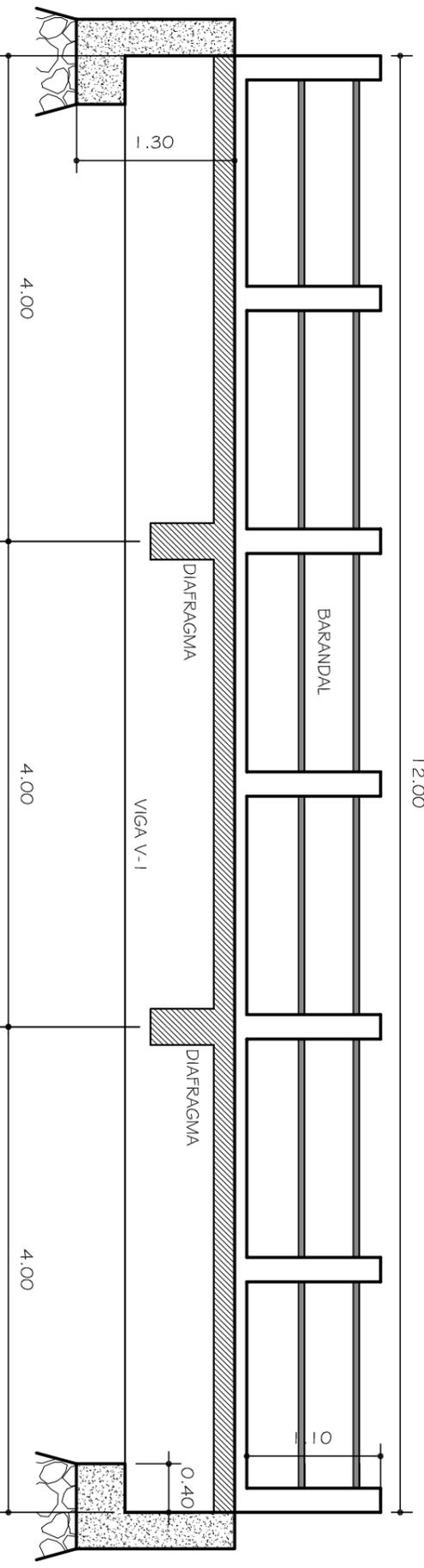
ARMADO DE LOSA
 SECCION TRANSVERSAL

ESCALA: 1 : 20



GEOMETRIA VIGA DE APOYO

ESCALA: 1 : 20



GEOMETRIA, SECCION LONGITUDINAL

ESCALA: 1 : 50



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez
 Proyecto: Puentes vehicular
 Ubicación: Sector Panucá, Santo Domingo Xenacoj

Contenido:
 - ARMADO DE LOSA
 - GEOMETRIA DE VIGA V-1, DIAFRAGMA
 - ARMADO DE BARANDAL
 - GEOMETRIA DE VIGA DE APOYO
 - ARMADO DE LOSA

Escala: Indicada
 Fecha: Septiembre 2013
 HOJA

Diseño: Nelson E. Chile Bajxac
 Revisor: Ing. Juan Merlé Cos

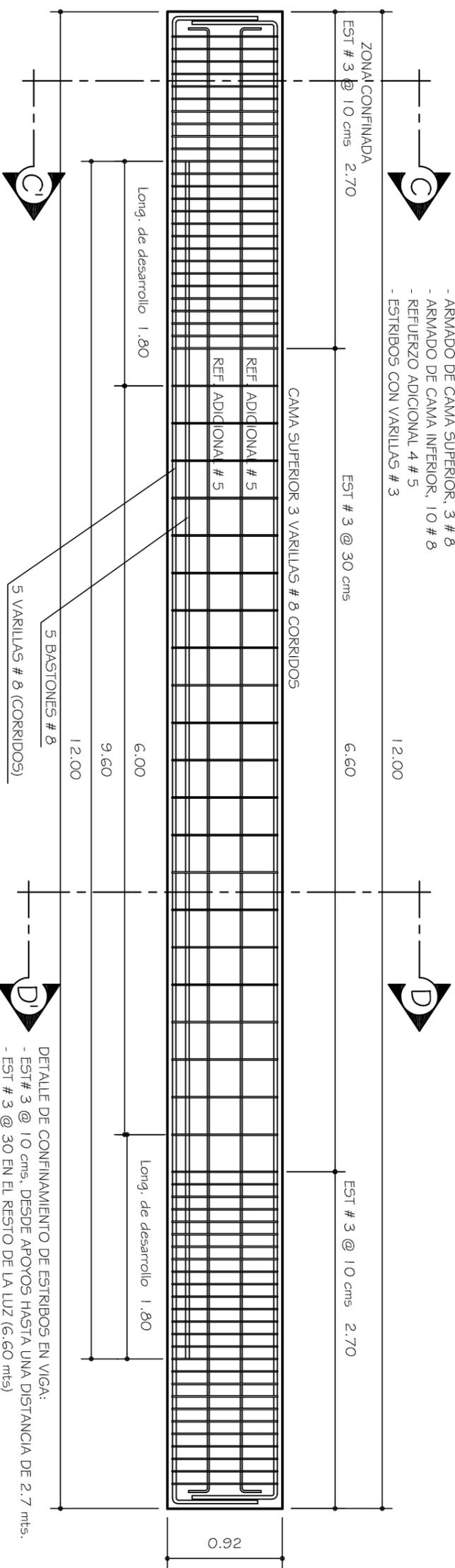
Calculo: Nelson E. Chile Bajxac
 Dibujo: Nelson E. Chile Bajxac

f: Ing. Juan Merlé Cos

f: Muni. de S. D. Xenacoj

005

- ARMADO DE VIGA:
 - ARMADO DE CAMA SUPERIOR, 3 # 8
 - ARMADO DE CAMA INFERIOR, 10 # 8
 - REFUERZO ADICIONAL 4 # 5
 - ESTRIBOS CON VARILLAS # 3



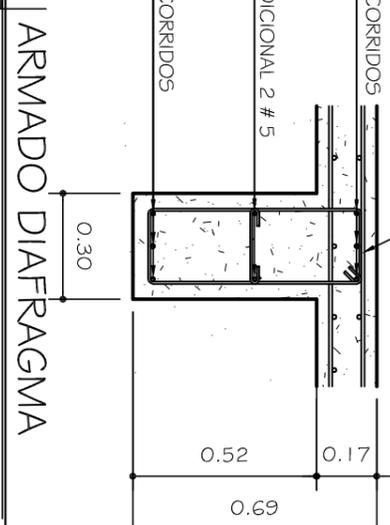
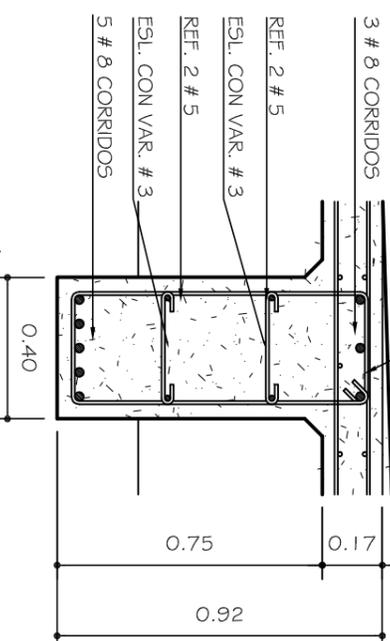
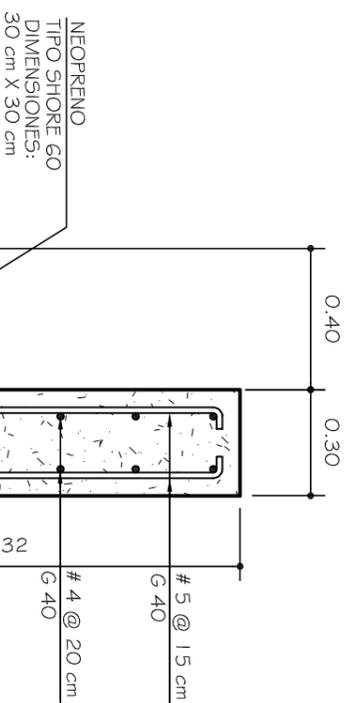
DETALLE DE CONFINAMIENTO DE ESTRIBOS EN VIGA:
 - EST # 3 @ 10 cms, DESDE APOYOS HASTA UNA DISTANCIA DE 2.7 mts.
 - EST # 3 @ 30 EN EL RESTO DE LA LUZ (6.60 mts)

ARMADO DE VIGA V-1

EST. # 3 @ 10 cms

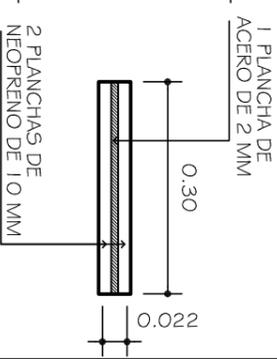
EST. # 3 @ 22 cms

ESCALA: 1 : 40



DETALLE DE NEOPRENO

ESCALA: 1 : 10

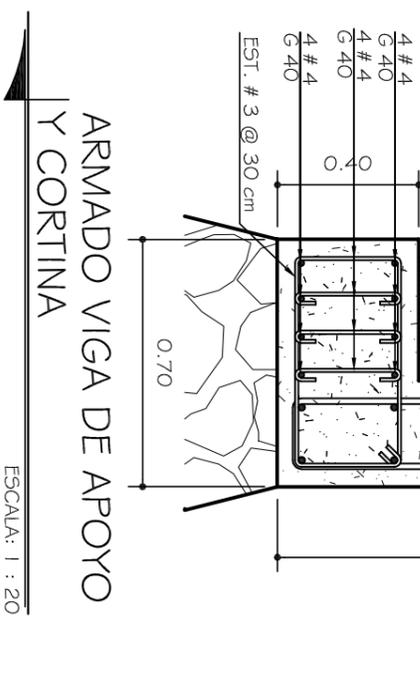


SECCIÓN C - C', VIGA V-1

ESCALA: 1 : 20

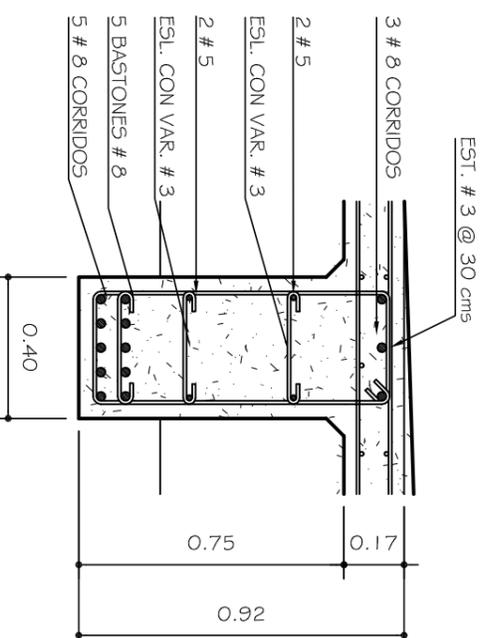
ARMADO DIAFRAGMA

ESCALA: 1 : 20



ARMADO VIGA DE APOYO Y CORTINA

ESCALA: 1 : 20



SECCIÓN D - D', VIGA V-1

ESCALA: 1 : 20



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez
 Proyecto: Puentes vehicular
 Ubicación: Sector Panucá, Santo Domingo Xenacoj

Contenido:
 - ARMADO DE VIGA PRINCIPAL
 - ARMADO DE VIGA DE APOYO Y CORTINA
 - SECCIONES DE VIGA PRINCIPAL
 - ARMADO DE DIAFRAGMA
 - DETALLE DE NEOPRENO

Escala: Indicada
 Fecha: Septiembre 2013
 HOJA

Diseño: Nelson E. Chile Bajxac
 Revisor: Ing. Juan Merlé Cos

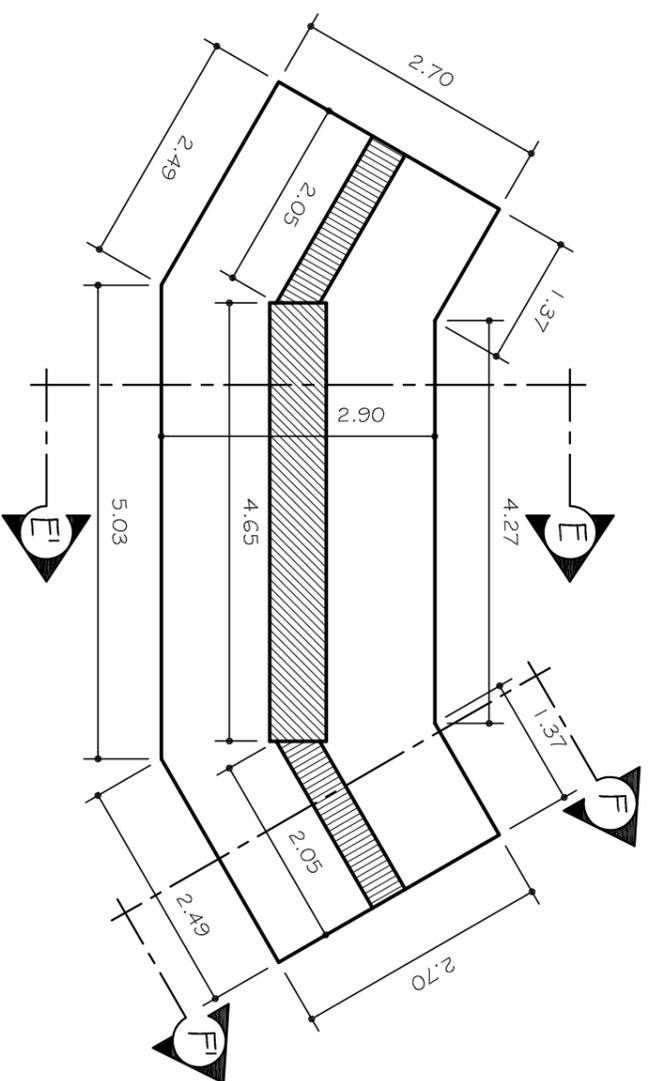
Calculo: Nelson E. Chile Bajxac
 Dibujo: Nelson E. Chile Bajxac

f: Ing. Juan Merlé Cos

f: Muni. de S. D. Xenacoj

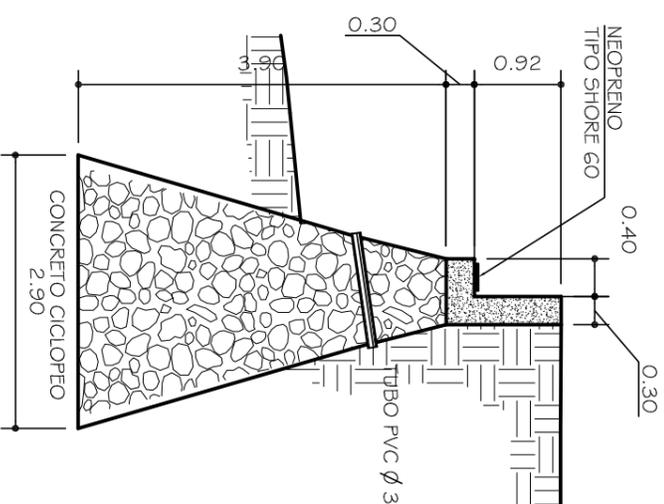
005

004



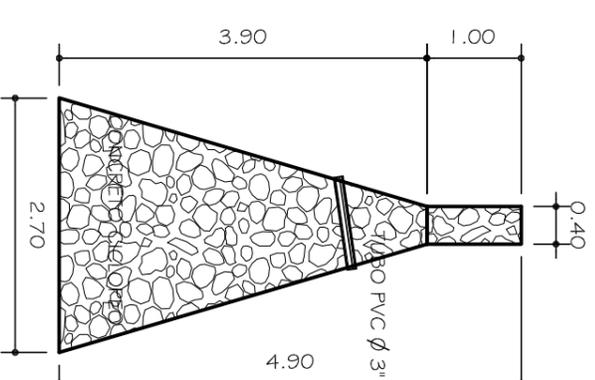
PLANTA DE ESTRIBO

ESCALA: 1 : 75



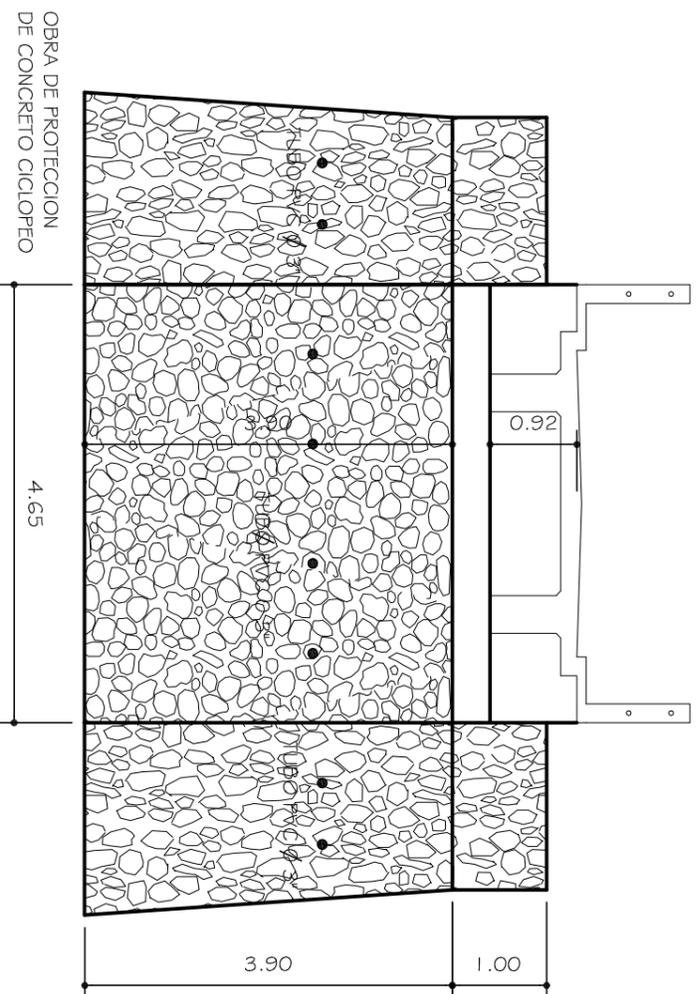
SECCIÓN E - E' DEL ESTRIBO

ESCALA: 1 : 75



SECCIÓN F - F'
OBRA DE PROTECCIÓN

ESCALA: 1 : 75



ELEVACIÓN FRONTAL DE ESTRIBO

ESCALA: 1 : 75

ESPECIFICACIONES

- RESISTENCIA DEL CONCRETO (f'c) SUPER-ESTRUCTURA: 28.1 kg/cm²
- RESISTENCIA DEL ACERO (fy) SUPER-ESTRUCTURA: 4200 kg/cm²
- EL TUBO PARA EL BARANDAL SERA GALVANIZADO, CON UN DIAMETRO DE 3"
- EL REFUERZO PARA LA VIGA DE APOYO Y CORTINA SERA DE G. 40
- CONCRETO CICLOPEO: 66 % DE CONCRETO CLASE 3000 PSI Y 34 % PIEDRA BOLA, MÁXIMO 3" DE DIAMETRO
- LA PIEDRA DEBE COLOCARSE CUIDADOSAMENTE, DE PREFERENCIA A MANO, SIN DEJARLA CAER O TIRARLA, PARA NO CAUSAR DAÑO A LAS FORMALETAS Y A LAS TUBERIAS TRANSVERSALES
- CADA PIEDRA DEBE ESTAR RODEADA DE FOR LO MENOS 80 MM DE CONCRETO Y NO DEBE COLOCARSE NINGUNA, A MENOS DE 250 MM DE CUALQUIER SUPERFICIE SUPERIOR NI A MENOS DE 80 MM DE CUALQUIER OTRA SUPERFICIE DE LA ESTRUCTURA QUE SE ESTÁ CONSTRUYENDO
- VERIFICAR VALOR SOPORTE DEL SUELO, ANTES DE LA CONSTRUCCIÓN PREFERIBLEMENTE A TRAVEZ DE UN ENSAYO DINAMICO
- NEOPRENO: TIPO SHORE 60



UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Ejercicio Profesional Supervisado E.P.S.

Propietario: *Municipalidad de Santo Domingo Xenacoj, Sacatepéquez*
Proyecto: *Puente vehicular*
Ubicación: *Sector Panucá, Santo Domingo Xenacoj*

Contenido:
- PLANTA DE ESTRIBO
- ELEVACION FRONTAL DE ESTRIBO
- SECCIONES DE ESTRIBO Y OBRA DE PROTECCION
- ESPECIFICACIONES

Escala:
Indicada

Fecha:
Septiembre 2013

HOJA

Diseño: *Nelson E. Chile Bajxac*

Calculo: *Nelson E. Chile Bajxac*

Revisor: *Ing. Juan Merlé Cos*

Dibujo: *Nelson E. Chile Bajxac*

005

f:

Ing. Juan Merlé Cos

f:

Muni. de S. D. Xenacoj

005